

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS CON 3 SÓTANOS,
UTILIZANDO MUROS ANCLADOS**

PRESENTADO POR EL BACHILLER

YONY RAFAEL TOMAYLLA QUISPE

PARA OPTAR EL

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AREQUIPA – PERÚ

2017

Quiero dedicar mi tesis a la persona más especial para mí, a mi madre, la Sra. Buenaventura Quispe Machaca de Tomaylla.

También a mi padre y hermanos por su apoyo incondicional para alcanzar mis objetivos.

Agradecer a los ingenieros José Rodríguez Sotelo y Felipe Alejandro Núñez Mattha por la información compartida sobre metodología de la investigación y muros anclados, respectivamente. También al ingeniero Jesús Chalco por ayudarme en la primera parte de mi tesis.

A mi familia y amigos por su compañía y confianza.

RESUMEN

La presente tesis realiza el análisis y diseño estructural de una vivienda multifamiliar, utilizando muros anclados para solucionar problemas de estabilidad en el suelo. Para esto, se considera dos etapas constructivas: La primera etapa es cuando se analiza y se diseñan los sótanos como una estructura independiente del resto de la estructura del edificio. La segunda etapa es cuando se analiza y diseña la estructura completa considerando los sótanos como parte de la estructura del edificio.

En el capítulo I, identificamos el problema de estabilidad de taludes, planteamos como solución los muros anclados y trazamos los objetivos de la investigación.

En el capítulo II, encontramos la información que se ha recolectado y estudiado; esto ayudó a cumplir con los objetivos de la investigación. La información recolectada es principalmente de libros y normas nacionales e internacionales.

En el capítulo III, se describe la información de la arquitectura del edificio y parámetros del estudio de mecánica del suelo, toda la información de este capítulo se utiliza para el análisis y diseño del capítulo cuatro.

En el capítulo IV, se desarrollan los objetivos de la investigación para afirmar o negar la hipótesis. Empezamos analizando los muros de sótano con el método RIGID. La primera parte de este análisis sirve para encontrar las fuerzas en los anclajes que ayuda a estabilizar el suelo y para realizar un análisis de estabilidad interna y externa de los taludes. La segunda parte del análisis se hace en el software safe 2014 para encontrar las fuerzas últimas para el diseño de los muros anclados.

Al terminar el análisis y diseño de los muros del sótano, debemos realizar un nuevo análisis, pero esta vez de la estructura completa; es decir, la superestructura más la subestructura del edificio. El análisis se hace en etabs 2015; del mismo, debemos conocer las fuerzas últimas para el diseño de los demás elementos estructurales como son las columnas, vigas, losas, escaleras, zapatas y placas. Finalmente, alcanzamos las conclusiones y recomendaciones.

Palabras claves: Sótanos, análisis, diseño estructural, muros anclados, problemas de estabilidad.

ABSTRACT

The present thesis performs the analysis and structural design of a multifamily dwelling, using anchored walls to solve soil stability problems. For this it is considered two constructive stages, the first stage is when the basements are analyzed and designed like a structure independent of the rest of the structure of the building. The second stage is when the entire structure is analyzed and designed considering the basements as part of the building structure.

In Chapter I, we identify the problem of slope stability, we propose as a solution the anchored walls, and we outline the objectives that will help to have a north to begin and finish the investigation.

In chapter II, we find the information that has been collected and studied, this will help to fulfill the objectives of the investigation. The information collected is mainly from books and national and international standards.

Chapter III, describes the information of the building architecture and parameters of the study of soil mechanics, all the information in this chapter will be used for the analysis and design of chapter four.

In Chapter IV, the objectives of the investigation are developed to affirm or deny the hypothesis. We begin by analyzing basement walls with the RIGID method, the first part of this analysis serves to find the forces in the anchors that helps to stabilize the soil and to perform an analysis of internal and external stability of the slopes, the second part of the analysis is made in software safe 2014 to find the ultimate strengths for the design of the anchored walls.

At the end of the analysis and design of the basement walls, we must perform a new analysis, but this time the complete structure, ie the superstructure plus the substructure of the building, the analysis is done in 2015, this analysis must know the Strengths for the design of other structural elements such as: columns, beams, slabs, stairs, shoes and plates. finally, we know the conclusions and recommendations.

Key words: Basements, analysis, structural design, anchored walls, stability problems.

INTRODUCCIÓN

Los edificios multifamiliares son edificaciones que deben contar con áreas de estacionamiento para las familias que ocupan el edificio. Una solución y la más usada es la construcción de sótanos para estacionamiento. Los sótanos son estructuras que están por debajo del nivel del terreno. El principal problema que genera la construcción de este tipo de estructuras, es la inestabilidad de los taludes resultantes de las excavaciones. Las calzaduras han sido hasta hace poco la única solución para los problemas de inestabilidad. En el transcurrir de los años y con el avance de la tecnología en la construcción, se han desarrollado estructuras alternativas a los muros convencionales para la retención de suelos; una de las alternativas son los muros anclados, que son estructuras de concreto reforzado que se anclan al suelo, diseñados para soportar empujes del suelo, fuerzas sísmicas, sobrecargas, niveles freáticos y otras fuerzas. También reciben las cargas y distorsiones de los pisos superiores y las transmiten a la cimentación.

La tesis tiene como finalidad aplicar el método de muros anclados para solucionar el problema de estabilidad de taludes y permitir la construcción de sótanos. A continuación, se muestran los capítulos y los temas más importantes a desarrollar.

Capítulo I: Planteamiento metodológico, planteamiento del problema, objetivos de la investigación, hipótesis de la investigación y variables.

Capítulo II: Fundamentos teóricos de la investigación, marco histórico, marco normativo y marco teórico.

Capítulo III: Descripción del proyecto, información del proyecto, arquitectura y parámetros generales para el diseño.

Capítulo IV: Desarrollo del análisis y diseño, diseño de muros anclados, diseño de elementos estructurales, diseño de elementos no estructurales. Finalmente, las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
INTRODUCCIÓN	6

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	22
1.1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	22
1.1.2 PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN.....	23
1.1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	23
1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	23
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	23
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
1.3 HIPÓTESIS	24
1.3.1 HIPÓTESIS GENERAL	24
1.4 VARIABLES	24
1.4.1 VARIABLES INDEPENDIENTES	24
1.4.2 VARIABLES INTERMEDIAS	24
1.4.3 VARIABLES DEPENDIENTES.....	24

CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1 MARCO HISTÓRICO	25
2.1.1 HISTORIA DE LOS MUROS ANCLADOS.....	25
2.1.2 MUROS ANCLADOS EN EL PERÚ.....	27
2.2 MARCO NORMATIVO	27
2.2.1 NORMAS PERUANAS	27
2.2.2 OTRAS NORMAS.....	28
2.2.2.1 AASHTO LRFD 2007.....	28
2.3 MARCO TEÓRICO	28
2.3.1 MUROS ANCLADOS.....	28
2.3.1.1 TIPOS DE MUROS ANCLADOS.....	29

2.3.1.1.1	MUROS ANCLADOS DE CONCRETO ARMADO	29
2.3.1.1.2	MUROS ANCLADOS DE CONCRETO PROYECTADO	29
2.3.1.2	USOS DE LOS MUROS ANCLADOS	30
2.3.1.3	PRINCIPIOS SOBRE EL ANÁLISIS DE LOS MUROS ANCLADOS	30
2.3.1.3.1	MODOS DE FALLA DE LOS MUROS ANCLADOS	30
2.3.1.3.2	ANÁLISIS DE ESFUERZOS DENTRO DEL BULBO DE ANCLAJE	32
2.3.1.3.3	CARGAS ACTUANTES EN LOS MUROS ANCLADOS.....	32
2.3.1.3.3.1	CARGAS LATERALES.....	33
2.3.1.3.3.2	CARGAS VERTICALES	34
2.3.1.3.3.3	CARGAS DINÁMICAS.....	34
2.3.1.4	METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS ANCLADOS.....	34
2.3.1.4.1	ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS.....	34
2.3.1.4.2	DISEÑO GEOTÉCNICO	35
2.3.1.4.2.1	CÁLCULO DE CARGAS LATERALES.....	35
2.3.1.4.2.2	DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIÓN DE TIERRA.....	38
2.3.1.4.2.3	TRANSFORMACIÓN DE CARGA DE PRESIÓN TOTAL DE TIERRA EN DIAGRAMA APARENTE DE PRESIÓN PARA MURO CON ANCLAJES	40
2.3.1.4.2.4	CÁLCULO DE PRESIÓN POR SOBRECARGA (PS).....	45
2.3.1.4.2.5	DISEÑO DE LOS ANCLAJES	46
2.3.1.4.2.6	ESTABILIDAD GLOBAL DE UN MURO ANCLADO	60
2.3.1.4.3	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	83
2.3.1.4.3.1	DISEÑO DE BARRAS, CABLES O TORONES	83
2.3.1.4.3.2	CÁLCULO DE LA ADHERENCIA ENTRE TENDÓN Y LECHADA.....	93
2.3.1.4.3.3	DISEÑO DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO.....	94
2.3.1.4.3.4	LONGITUD DE DESARROLLO	105
2.3.1.4.3.5	PLACA DE REACCIÓN O DE APOYO	108
2.3.1.4.3.6	CAPACIDAD A PUNZONAMIENTO DE LA PANTALLA.....	110
2.3.1.4.3.7	DISEÑO DE LA PANTALLA CONSIDERANDO LA FALLA PROGRESIVA	117
2.3.1.4.3.8	CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN EL MURO ANCLADO.....	118
2.3.2	DISEÑO SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E.030 – 2016.....	119
2.3.2.1	GENERALIDADES	119
2.3.2.1.1	ALCANCES DEL DISEÑO	119
2.3.2.1.2	FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE	119
2.3.2.1.3	CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE	120
2.3.2.1.4	CONSIDERACIONES GENERALES.....	121
2.3.2.2	PELIGRO SÍSMICO.....	121

2.3.2.2.1	ZONIFICACIÓN.....	121
2.3.2.2.2	MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESTUDIOS DE SITIO	122
2.3.2.2.2.1	MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA	122
2.3.2.2.2.2	ESTUDIOS DEL SITIO	122
2.3.2.2.3	CONDICIONES GEOTÉCNICAS.....	123
2.3.2.2.4	PARÁMETROS DEL SITIO (S, T_p y T_L).....	125
2.3.2.2.5	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)	125
2.3.2.3	CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD	126
2.3.2.3.1	CATEGORÍAS DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR USO (U).....	126
2.3.2.3.2	SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	127
2.3.2.3.2.1	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO	127
2.3.2.3.3	CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL	128
2.3.2.3.4	SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	129
2.3.2.3.5	REGULARIDAD ESTRUCTURAL.....	129
2.3.2.3.6	FACTORES DE IRREGULARIDAD	130
2.3.2.3.7	RESTRICCIONES A LA IRREGULARIDAD	132
2.3.2.3.8	COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA	133
2.3.2.4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	133
2.3.2.4.1	CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS	133
2.3.2.4.2	MODELOS PARA EL ANÁLISIS.....	133
2.3.2.4.3	ESTIMACIÓN DEL PESO.....	134
2.3.2.4.4	PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	135
2.3.2.4.5	ANÁLISIS ESTÁTICO	135
2.3.2.4.5.1	GENERALIDADES	135
2.3.2.4.5.2	FUERZA CORTANTE EN LA BASE	135
2.3.2.4.5.3	DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS EN ALTURA.....	136
2.3.2.4.5.4	PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	136
2.3.2.4.5.5	EXCENRICIDAD ACCIDENTAL	138
2.3.2.4.5.6	FUERZAS SÍSMICAS VERTICALES	138
2.3.2.4.6	ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.....	139
2.3.2.4.6.1	MODOS DE VIBRACIÓN	139
2.3.2.4.6.2	ACELERACIÓN ESPECTRAL.....	139
2.3.2.4.6.3	CRITERIOS DE COMBINACIÓN	139
2.3.2.4.6.4	FUERZA CORTANTE MÍNIMA.....	140
2.3.2.4.6.5	EXCENRICIDAD ACCIDENTAL	141

2.3.2.5	REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD.....	141
2.3.2.5.1	DETERMINACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	141
2.3.2.5.2	DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS PERMISIBLES.....	141
2.3.2.5.3	SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS (s)	142
2.3.2.5.4	REDUNDANCIA	142
2.3.2.6	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	143
2.3.2.6.1	GENERALIDADES.....	143
2.3.2.6.2	FUERZAS DE DISEÑO.....	143
2.3.2.6.3	FUERZA HORIZONTAL MÍNIMA.....	145
2.3.2.6.4	FUERZAS SÍSMICAS VERTICALES.....	145
2.3.2.6.5	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LOCALIZADOS EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, POR DEBAJO DE LA BASE Y CERCOS	145
2.3.2.7	CIMENTACIONES.....	145
2.3.2.7.1	GENERALIDADES.....	145
2.3.2.7.2	CAPACIDAD PORTANTE.....	146
2.3.2.7.3	MOMENTO DE VOLTEO.....	146
2.3.3	CARGAS	146
2.3.3.1	DEFINICIONES	146
2.3.3.2	CARGA MUERTA.....	147
2.3.3.2.1	MATERIALES.....	147
2.3.3.2.2	DISPOSITIVOS DE SERVICIO Y EQUIPO	147
2.3.3.2.3	TABIQUES	147
2.3.3.3	CARGA VIVA.....	148
2.3.3.3.1	CARGA VIVA DEL PISO.....	148
2.3.3.3.1.1	CARGA MÍNIMA REPARTIDA	148
2.3.3.3.1.2	TABIQUERÍA MÓVIL.....	149
2.3.3.3.1.3	CONFORMIDAD.....	149
2.3.3.4	PRESIONES DE TIERRA.....	149
2.3.3.5	COMBINACIONES DE CARGA	150
2.3.3.5.1	RESISTENCIA REQUERIDA.....	150
2.3.4	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	152
2.3.4.1	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS	152
2.3.4.1.1	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS.....	152
2.3.4.1.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS.....	153
2.3.4.1.2.1	LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCIÓN.....	153
2.3.4.1.2.2	LOSAS MACIZAS EN DOS DIRECCIONES.....	154

2.3.4.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	155
2.3.4.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	156
2.3.4.4	PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS O MUROS DE CORTE.....	156
2.3.5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	158
2.3.5.1	PARA CARGAS DE GRAVEDAD.....	158
2.3.5.1.1	ANÁLISIS DE LAS LOSAS ALIGERADAS.....	158
2.3.5.1.2	ANÁLISIS DE LAS LOSAS MACIZAS.....	158
2.3.5.2	PARA CARGAS DE SISMO.....	158
2.3.5.2.1	ANÁLISIS DE VIGAS.....	159
2.3.5.2.2	ANÁLISIS DE COLUMNAS.....	159
2.3.5.2.3	ANÁLISIS DE MUROS DE CORTE.....	159
2.3.6	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	160
2.3.6.1	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	160
2.3.6.1.1	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	160
2.3.6.1.2	VERIFICACIÓN POR CORTE.....	163
2.3.6.1.3	CONTROL DE FISURACIÓN.....	164
2.3.6.1.3.1	CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	164
2.3.6.1.3.2	RETRACCIÓN Y TEMPERATURA.....	165
2.3.6.1.4	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	166
2.3.6.2	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS EN DOS DIRECCIONES.....	167
2.3.6.2.1	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	167
2.3.6.2.2	DISEÑO POR CORTE.....	168
2.3.6.2.3	CONTROL DE FISURACIÓN.....	168
2.3.6.2.3.1	CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	168
2.3.6.2.3.2	RETRACCIÓN Y TEMPERATURA.....	169
2.3.6.2.4	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	170
2.3.6.3	DISEÑO DE VIGAS.....	170
2.3.6.3.1	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	170
2.3.6.3.2	DISEÑO POR CORTE.....	171
2.3.6.3.3	CONTROL DE FISURACIÓN.....	172
2.3.6.3.3.1	CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS A FLEXIÓN.....	172
2.3.6.3.4	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	173
2.3.6.4	DISEÑO DE COLUMNAS.....	174
2.3.6.4.1	CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA.....	174
2.3.6.4.2	EFFECTOS DE ESBELTEZ.....	174

2.3.6.4.2.1	MÉTODO DE AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS APLICADOS A COLUMNAS DE PÓRTICOS SIN DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL.....	175
2.3.6.4.3	DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN	176
2.3.6.4.4	DISEÑO POR CORTE	177
2.3.6.4.5	EMPALMES POR TRASLAPE.....	178
2.3.6.4.5.1	PARA COMPRESIÓN	178
2.3.6.4.5.2	PARA TRACCIÓN	179
2.3.6.5	DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	180
2.3.6.5.1	DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN	180
2.3.6.5.1.1	ACERO EN LOS NÚCLEOS	180
2.3.6.5.1.2	ACERO EN EL ALMA.....	180
2.3.6.5.1.3	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	181
2.3.6.5.2	DISEÑO POR CORTANTE.....	181
2.3.6.5.3	CORTE FRICCIÓN	182
2.3.6.5.4	ELEMENTOS DEL BORDE	182
2.3.6.6	DISEÑO DE LAS ESCALERAS.....	183
2.3.6.6.1	DISEÑO POR FLEXIÓN	183
2.3.6.6.2	DISEÑO POR CORTE	184
2.3.6.6.3	CONTROL DE FISURACIÓN	185
2.3.6.6.3.1	CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	185
2.3.6.6.4	CONTROL DE DEFLEXIONES	186
2.3.6.7	DISEÑO DE ZAPATAS.....	187
2.3.6.7.1	PREDIMENSIONAMIENTO	187
2.3.6.7.1.1	PREDIMENSIONAMIENTO ESTÁTICO	187
2.3.6.7.1.2	PREDIMENSIONAMIENTO SÍSMICO	188
2.3.6.7.2	DIAGRAMA DE PRESIONES PARA EL DISEÑO.....	188
2.3.6.7.3	CORTE POR PUNZONAMIENTO	189
2.3.6.7.4	CORTE POR FLEXIÓN.....	190
2.3.6.7.5	DISEÑO POR FLEXIÓN	191
2.3.6.7.5.1	CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	191
2.3.6.8	DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	192
2.3.6.8.1	MUROS NO PORTANTES	192
2.3.6.8.1.1	CARGA SÍSMICA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA	192
2.3.6.8.1.2	MOMENTO FLECTOR DISTRIBUIDO.....	192
2.3.6.8.1.3	ESFUERZO ADMISIBLE A TRACCIÓN.....	193
2.3.6.8.2	DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS.....	193

2.3.6.8.2.1	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	193
2.3.6.8.2.2	DISEÑO POR CORTE.....	193
2.3.6.8.2.3	CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	194
2.3.6.8.3	CIMENTACIÓN DE MUROS NO PORTANTES.....	195
2.3.6.8.3.1	CHEQUEO POR VOLTEO.....	196
2.3.6.8.3.2	CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO.....	196
2.3.6.8.3.3	CÁLCULO DE PRESIÓN DEL SUELO.....	196

CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1	INFORMACIÓN DEL PROYECTO.....	197
3.2	ARQUITECTURA.....	198
3.3	PARÁMETROS GENERALES PARA EL DISEÑO.....	201

CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO

4.1	DISEÑO DE MUROS ANCLADOS.....	202
4.1.1	ANÁLISIS PARA EL CÁLCULO DE FUERZAS EN LOS ANCLAJES.....	202
4.1.1.1	ESPACIAMIENTO VERTICAL DE LOS ANCLAJES.....	202
4.1.1.2	ASENTAMIENTO MÁXIMO DEL MURO.....	203
4.1.1.3	DETERMINACIÓN DE LA CARGA TOTAL DEBIDA A PRESIONES.....	204
4.1.1.4	CÁLCULO DE DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIÓN.....	205
4.1.1.5	CÁLCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES EN LOS ANCLAJES.....	206
4.1.1.6	CÁLCULO DE LA FUERZA RESULTANTE EN LOS ANCLAJES (SH = 3.15 M)	207
4.1.1.7	CÁLCULO DE LA LONGITUD LIBRE DE LOS ANCLAJES.....	207
4.1.1.8	CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL BULBO.....	209
4.1.1.9	CÁLCULO DE LA LONGITUD TOTAL DE ANCLAJE.....	209
4.1.1.10	CÁLCULO DEL SUELO SOBRE EL PRIMER ANCLAJE.....	209
4.1.1.11	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO ANCLADO.....	210
4.1.1.12	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO.....	211
4.1.1.13	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD INTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA DEL MURO ANCLADO.....	214
4.1.1.14	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA DEL MURO ANCLADO.....	217
4.1.1.15	FUERZAS HORIZONTALES EN LOS ANCLAJES EN CONDICIÓN SÍSMICA.....	218
4.1.1.16	RESULTADOS.....	220

4.1.1.17	CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO EN TENSIÓN	222
4.1.1.18	CÁLCULO DEL ÁREA Y ESPESOR DE LA PLACA DE APOYO	223
4.1.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL PROGRAMA SAFE 2014.....	225
4.1.2.1	MODELO 2	225
4.1.2.2	MODELO 3	226
4.1.2.3	MODELO 4	227
4.1.2.4	DIAGRAMA DE MOMENTOS EN X.....	227
4.1.2.4.1	DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 1	227
4.1.2.4.2	DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 2	228
4.1.2.4.3	DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 3	228
4.1.2.5	DIAGRAMA DE MOMENTOS EN Y.....	228
4.1.2.5.1	DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 1	229
4.1.2.5.2	DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 2	229
4.1.2.5.3	DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 3	229
4.1.2.5.4	DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 4	230
4.1.3	DISEÑO DE LA PANTALLA	230
4.1.3.1	CORTANTE POR PUNZONAMIENTO.....	231
4.1.3.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	234
4.1.3.3	DETALLE DEL MURO ANCLADO.....	250
4.2	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	251
4.2.1	ESTRUCTURACIÓN.....	251
4.2.1.1	ESTRUCTURACIÓN PARA CARGAS DE GRAVEDAD.....	251
4.2.1.2	ESTRUCTURACIÓN PARA LAS CARGAS DEL SISMO.....	251
4.2.1.3	PLANOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	252
4.2.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	254
4.2.2.1	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	254
4.2.2.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	258
4.2.2.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS	258
4.2.2.4	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS	259
4.2.2.5	PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE	259
4.2.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	262
4.2.3.1	MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN ETABS 2015.....	262
4.2.3.1.1	PARÁMETROS DE LA ZONA Y CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	263
4.2.3.1.2	CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.....	263
4.2.3.1.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	263

4.2.3.1.3.1	ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	263
4.2.3.1.4	VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA	266
4.2.3.2	ANÁLISIS PARA LAS CARGAS DE GRAVEDAD.....	269
4.2.3.2.1	ANÁLISIS DE LOSAS ALIGERADAS EN 2 DIR.....	269
4.2.3.2.1.1	MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARA LOSAS ALIGERADAS EN 2 DIR....	269
4.2.3.2.1.2	DIAGRAMA DE MOMENTOS	284
4.2.3.2.1.3	DIAGRAMA DE CORTANTE.....	284
4.2.3.2.2	ANÁLISIS DE LOSAS MACIZAS EN 2 DIRECCIONES.....	285
4.2.3.2.2.1	MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARA LAS LOSAS MACIZAS EN 2 DIRECCIONES.....	286
4.2.3.2.2.2	DIAGRAMA DE MOMENTOS	292
4.2.3.2.2.3	DIAGRAMA DE CORTANTES	292
4.2.3.3	ANÁLISIS PARA LAS CARGAS DEL SISMO	293
4.2.3.3.1	ANÁLISIS DE VIGAS	294
4.2.3.3.1.1	DIAGRAMA DE MOMENTOS	294
4.2.3.3.1.2	DIAGRAMA DE CORTANTES	298
4.2.3.3.2	ANÁLISIS DE COLUMNAS.....	302
4.2.3.3.2.1	DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES.....	302
4.2.3.3.2.2	DIAGRAMA DE MOMENTOS	307
4.2.3.3.2.3	DIAGRAMA DE CORTANTES	317
4.2.3.3.3	ANÁLISIS DE MUROS DE CORTE.....	327
4.2.3.3.3.1	DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES.....	327
4.2.3.3.3.2	DIAGRAMA DE MOMENTOS	331
4.2.3.3.3.3	DIAGRAMA DE CORTANTES	335
4.2.4	DISEÑO DE LAS LOSAS ALIGERADAS EN 2 DIRECCIONES.....	339
4.2.4.1	MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO	339
4.2.4.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	340
4.2.4.3	VERIFICACIÓN POR CORTE.....	351
4.2.4.4	CONTROL DE FISURACIÓN.....	354
4.2.4.5	REFUERZO POR TEMPERATURA.....	354
4.2.4.6	CONTROL DE DEFLEXIONES	355
4.2.4.7	DETALLES DE LOSA ALIGERADA.....	357
4.2.5	DISEÑO DE LAS LOSAS MACIZAS EN 2 DIRECCIONES.....	358
4.2.5.1	MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO	358
4.2.5.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	360
4.2.5.3	VERIFICACIÓN POR CORTE.....	373

4.2.5.4	CONTROL DE FISURACIÓN.....	375
4.2.5.5	REFUERZO POR TEMPERATURA.....	376
4.2.5.6	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	376
4.2.5.7	REFUERZO ESPECIAL EN LAS ESQUINAS.....	378
4.2.5.8	DETALLES DE LOSA MACIZA EN 2 DIRECCIONES.....	380
4.2.6	DISEÑO DE LAS VIGAS.....	381
4.2.6.1	MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO.....	381
4.2.6.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	382
4.2.6.3	DISEÑO POR CORTE.....	384
4.2.6.4	CONTROL DE LA FISURACIÓN.....	386
4.2.6.5	RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO.....	387
4.2.6.6	DETALLES DE LA VIGA 1-1.....	388
4.2.7	DISEÑO DE COLUMNAS.....	389
4.2.7.1	FUERZAS AXIALES, MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO.....	389
4.2.7.2	DISEÑO EN LA DIRECCIÓN X.....	392
4.2.7.2.1	CÁLCULO DE LA ESBELTEZ.....	392
4.2.7.2.2	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL.....	394
4.2.7.2.3	DISEÑO POR CORTE.....	398
4.2.7.2.4	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN EN LAS COLUMNAS.....	401
4.2.7.3	DISEÑO EN LA DIRECCIÓN Y.....	404
4.2.7.3.1	CÁLCULO DE LA ESBELTEZ.....	404
4.2.7.3.2	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL.....	405
4.2.7.3.3	DISEÑO POR CORTE.....	410
4.2.7.4	EMPALMES POR TRASLAPE.....	412
4.2.7.5	DETALLES DE LA COLUMNA.....	413
4.2.8	DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	413
4.2.8.1	FUERZAS AXIALES, MOMENTOS Y CORTANTES DE DISEÑO.....	414
4.2.8.2	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	415
4.2.8.3	DISEÑO POR CORTE.....	418
4.2.8.4	ELEMENTOS DEL BORDE.....	419
4.2.8.5	EMPALMES POR TRASLAPE.....	421
4.2.8.6	DETALLES DEL MURO DE CORTE.....	423
4.2.9	DISEÑO DE LAS ESCALERAS.....	424
4.2.9.1	DIAGRAMA DE MOMENTOS.....	424
4.2.9.2	DIAGRAMA DE CORTANTES.....	424

4.2.9.3	MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO	426
4.2.9.4	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	427
4.2.9.5	VERIFICACIÓN POR CORTE.....	435
4.2.9.6	CONTROL DE FISURACIÓN.....	435
4.2.9.7	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	436
4.2.9.8	DETALLE DE LA ESCALERA	438
4.2.10	DISEÑO DE ZAPATAS.....	439
4.2.10.1	PRESIÓN ADMISIBLE	439
4.2.10.2	VERIFICACIÓN DE CORTE POR FLEXIÓN	440
4.2.10.3	VERIFICACIÓN DE CORTE POR PUNZONAMIENTO	440
4.2.10.4	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	443
4.2.10.5	DETALLE DE ZAPATA CONECTADA	448
4.3	DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	449
4.3.1	CARGA SÍSMICA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA.....	449
4.3.2	MOMENTO FLECTOR DISTRIBUIDO.....	449
4.3.3	ESFUERZO ADMISIBLE A TRACCIÓN.....	450
4.3.4	MOMENTOS Y CORTANTES DE DISEÑO PARA ARRIOSTRES	451
4.3.5	DISEÑO POR FLEXIÓN DE ARRIOSTRES.....	452
4.3.6	DISEÑO POR CORTE DE ARRIOSTRES	453
	CONCLUSIONES	454
	RECOMENDACIONES.....	455
	REFERENCIAS.....	456
	BIBLIOGRAFÍA	457

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

TABLAS

TABLA 2.0. APLICACIONES DE LOS MUROS ANCLADOS	30
TABLA 2.1. PRINCIPALES TIPOS DE FALLA EN LOS MUROS ANCLADOS	31
TABLA 2.2. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y EL SUELO PARA ARENAS.....	57
TABLA 2.3. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y EL SUELO PARA ROCAS.....	59
TABLA 2.4. COEFICIENTES PARA DISEÑO POR SISMO.....	78
TABLA 2.5. CARACTERÍSTICAS DE BARRAS DE ACERO CORRUGADO	84
TABLA 2.6. PROPIEDADES DE LOS CABLES DE ACERO DE DIÁMETRO 15MM (ASTM A-416, GRADO 270).....	84
TABLA 2.7. MOMENTOS MÁXIMOS UNITARIOS DE DISEÑO PARA PANTALLAS	96
TABLA 2.8. PROPIEDADES DE BARRAS DE REFUERZO.....	104
TABLA 2.9. EMPALMES POR TRASLAPE A TRACCIÓN.....	108
TABLA 2.10. DIÁMETRO DE LA CABEZA DEL ANCLAJE PARA CABLES DE 15 MM	109
TABLA 2.14. FACTORES DE ZONA “Z”.....	122
TABLA 2.15. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.....	124
TABLA 2.16. FACTORES DE SUELO “S”	125
TABLA 2.17. PERIODOS “TP” Y “TL”.....	125
TABLA 2.18. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”	126
TABLA 2.19. CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES	128
TABLA 2.20. SISTEMAS ESTRUCTURALES	129
TABLA 2.21. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	130
TABLA 2.22. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.....	131
TABLA 2.23. CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.....	132
TABLA 2.24. LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	142
TABLA 2.25. VALORES DE C1	144
TABLA 2.26. CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS	148
TABLA 2.27. PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS ALIGERADAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN	152
TABLA 2.28. PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS MACIZAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN	153
TABLA 2.29. ESPESORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES	154
TABLA 2.30. PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS MACIZAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN	155
TABLA 2.31. ÁREA DE COLUMNAS PARA PREDIMENSIONAMIENTO	156

TABLA 2.32. <i>ESPESOR MÍNIMO DEL MURO, "H"</i>	157
TABLA 2.33. <i>CUANTÍAS MÁXIMAS PARA DIFERENTES RESISTENCIAS DEL CONCRETO</i>	161
TABLA 2.34. <i>CUANTÍAS MÍNIMAS DE REFUERZO CORRUGADO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA CALC. SOBRE EL ÁREA BRUTA DEL CONCRETO.</i>	165
TABLA 2.35. <i>DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES</i>	166
TABLA 2.36. <i>ACERO MÍNIMO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES</i>	167
TABLA 2.37. <i>CUANTÍAS MÍNIMAS DE REFUERZO CORRUGADO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA.</i>	169
TABLA 2.38. <i>DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES</i>	170
TABLA 2.39. <i>CUANTÍAS MÁX. PARA DIFERENTES RESISTENCIAS DEL CONCRETO</i>	171
TABLA 2.40. <i>DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES</i>	173
TABLA 2.41. <i>EMPALMES POR TRASLAPE</i>	179
TABLA 2.42. <i>ACERO MÍNIMO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES</i>	184
TABLA 2.43. <i>DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES</i>	186
TABLA 2.44. <i>COEFICIENTES DE MOMENTO "M" Y DIMENSIÓN CRÍTICA "A"</i>	192
TABLA 3.1. <i>PARÁMETROS DEL ESTUDIO DE LA MECÁNICA DE SUELOS</i>	201
TABLA 3.2. <i>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES</i>	201

FIGURAS

FIGURA 2.1. <i>MOVILIZACIÓN DE LOS ESFUERZOS DENTRO DEL BULBO DE ANCLAJE DEBIDO A LA TENSIÓN</i>	32
FIGURA 2.2. <i>PRESIÓN DE TIERRAS DESARROLLADAS SOBRE UN MURO ANCLADO CON MÚLTIPLES NIVELES</i>	33
FIGURA 2.3. <i>CARGA TOTAL DE PRESIÓN DE TIERRA (TL)</i>	37
FIGURA 2.4. <i>DIAGRAMA DE FACTOR DE PRESIÓN DE TIERRAS PARA MUROS</i>	37
FIGURA 2.5. <i>DIAGRAMAS RECOMENDADOS DE PRESIONES DE TIERRAS DE TERZAGHI Y PECK</i>	38
FIGURA 2.6. <i>DIAGRAMAS DE PRESIONES DE ARENAS PARA UNO Y VARIOS NIVELES DE ANCLAJES</i>	40
FIGURA 2.7. <i>DIAGRAMAS DE PRESIÓN APARENTE PARA ARCILLAS DURAS EN CONDICIÓN A CORTO PLAZO</i>	42
FIGURA 2.8. <i>DIAGRAMAS DE PRESIÓN APARENTE PARA ARCILLAS DURAS EN CONDICIÓN A CORTO PLAZO</i>	43
FIGURA 2.9. <i>DIAGRAMAS DE PRESIÓN APARENTE PARA ARCILLAS BLANDAS Y MEDIANAMENTE BLANDAS</i>	45
FIGURA 2.10. <i>DIAGRAMA DE PRESIÓN APARENTE DE TIERRA CON SOBRECARGA UNIFORME</i>	46

FIGURA 2.11. LOCALIZACIÓN DE LOS ANCLAJES EN EL MURO ANCLADO	47
FIGURA 2.12. LOCALIZACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA CRÍTICA SEGÚN RANKINE	48
FIGURA 2.13. CÁLCULO DE LONGITUD LIBRE DEL ANCLAJE	48
FIGURA 2.14. SOBRECARGA MÍNIMA SOBRE HILERA SUPERFICIAL DE ANCLAJES.....	50
FIGURA 2.15. ÁNGULO DE INCLINACIÓN IDÓNEA EN EL MURO ANCLADO	50
FIGURA 2.16. ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE ANCLAJES EN EL MURO ANCLADO	51
FIGURA 2.17. MURO CON UN NIVEL DE ANCLAJES EN SUELO GRANULAR.....	53
FIGURA 2.18. MÉTODOS PARA CALCULAR LA FUERZA DE ANCLAJE A DIFERENTES NIVELES DEL MURO	53
FIGURA 2.19. SEPARACIÓN HORIZONTAL DE LOS ANCLAJES Y ZONA DE INFLUENCIA DE CARGA DEL ANCLAJE	56
FIGURA 2.20. MÉTODO DE EQUILIBRIO DE FUERZAS PARA ESTABILIDAD DE MUROS ANCLADOS.....	60
FIGURA 2.21. UBICACIÓN DE SUPERFICIE DE FALLA EN CONDICIÓN INICIAL Y LUEGO DE ESTABILIDAD INTERNA.....	63
FIGURA 2.22. PERFIL DE ASENTAMIENTOS DE TIERRAS DETRÁS DEL MURO ANCLADO	65
FIGURA 2.23. SUPERFICIES DE FALLA ASUMIDA PARA LA ESTABILIDAD EXTERNA.....	67
FIGURA 2.24. FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE LA CUÑA DETRÁS DEL MURO ANCLADO	68
FIGURA 2.25. DIAGRAMA PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE PASIVO CON CURVAS $\Delta/\Phi=-1$	69
FIGURA 2.26. ANÁLISIS DE UN MURO BAJO CONDICIONES DE SISMO	76
FIGURA 2.27. ZONAS SÍSMICAS EN EL PERÚ	77
FIGURA 2.28. DIAGRAMAS DE PRESIÓN ACTUANTES PARA LA CONDICIÓN SÍSMICA....	78
FIGURA 2.29. DIAGRAMAS DE PRESIÓN ACTUANTES PARA LA CONDICIÓN SÍSMICA...	79
FIGURA 2.30. DIAGRAMAS DE PRESIÓN ACTUANTES PARA LA CONDICIÓN SÍSMICA....	80
FIGURA 2.31. DIAGRAMA PARA CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTO	88
FIGURA 2.32. COEFICIENTE DE FLUENCIA EN RELACIÓN CON LA CAPACIDAD DE CARGA MODIFICADA.....	89
FIGURA 2.33. MOMENTOS EN MURO CON UN NIVEL DE ANCLAJES.....	94
FIGURA 2.34. MOMENTOS EN MURO CON VARIOS NIVELES DE ANCLAJES	96
FIGURA 2.35. DIAGRAMAS PARA MOMENTO FLECTOR POR CONDICIÓN DE SISMO CON SOBRECARGA	98
FIGURA 2.36. RELACIÓN DE TRIÁNGULOS SEMEJANTES PARA ENCONTRAR LA PRESIÓN	99
FIGURA 2.37. DIAGRAMAS DE PRESIÓN PARA CÁLCULO DE MOMENTO FLECTOR POSITIVO	100

FIGURA 2.38. SIMPLIFICACIÓN DE DIAGRAMA DE PRESIÓN TRIANGULAR A RECTANGULAR	101
FIGURA 2.39. REACCIONES Y MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO	102
FIGURA 2.40. ESPESOR TOTAL Y ESPESOR EFECTIVO DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO	104
FIGURA 2.41. REQUISITOS DEL ACI PARA EL CORTE DE BARRAS.	107
FIGURA 2.42. PLACA DE REACCIÓN DEL ANCLA.....	108
FIGURA 2.43. SECCIÓN EN PUNZONAMIENTO DE LA PANTALLA.	111
FIGURA 2.44. PUNZONAMIENTO DE LA PANTALLA CON PLACA APOYADA SOBRE REFUERZO.....	112
FIGURA 2.45. CABEZA DE ANCLAJE.....	114
FIGURA 2.46. COMPARACIÓN DE ALTURAS DE PUNZONAMIENTO.....	115
FIGURA 2.47. CABEZA CON CONEXIÓN EMPERNADA	115
FIGURA 2.48. ACERO POR FLEXIÓN NEGATIVA Y POSITIVA EN DIRECCIÓN VERTICAL.....	116
FIGURA 2.49. DIAGRAMA DE MOMENTO PARA EL MÉTODO DE FALLA PROGRESIVA .	117
FIGURA 2.50. PERFIL DE ASENTAMIENTOS DE TIERRAS DETRÁS DEL MURO ANCLADO	118
FIGURA 2.51. ZONAS SÍSMICAS EN EL PERÚ	121
FIGURA 2.52. LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN.....	152
FIGURA 2.53. LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN.....	153
FIGURA 2.54. LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN.....	160
FIGURA 2.55. LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN.....	161
FIGURA 2.56. LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN.....	162
FIGURA 2.57. LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN.....	162
FIGURA 2.58. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS SOMETIDAS A FLEXOCOMPRESIÓN	177
FIGURA 2.59. CIMENTACIONES PARA MUROS NO PORTANTES.....	195
FIGURA 3.1. PLANOS DE ARQUITECTURA. PISO TÍPICO.....	198
FIGURA 3.2. PLANOS DE ARQUITECTURA. SÓTANO TÍPICO	199
FIGURA 3.3. PLANOS DE ARQUITECTURA. CORTE A-A.....	200
FIGURA 3.4. PLANOS DE ARQUITECTURA. ELEVACIÓN PRINCIPAL.....	201

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Arequipa es la segunda ciudad más importante del Perú; según el ICAE, Arequipa creció 3.3%; según el INEI, la tasa de crecimiento medio anual de Arequipa (2010 –2015) es de 1.3; estos precedentes indican que el poder adquisitivo y la demanda de vivienda se han incrementado. Para atender la demanda de vivienda se construyen edificios de gran altura con sótanos, este tipo de edificios aprovecha al máximo el área del terreno y sus niveles. Los sótanos son estructuras enterradas, es decir que están por debajo del nivel del terreno, para su construcción se realizan excavaciones en el suelo, las excavaciones van formando taludes en el perímetro del terreno, al comienzo el suelo está confinado, pero después de las excavaciones el suelo pierde el confinamiento y aparecen empujes del suelo y empujes de sobrecarga, que tratarán de hacer que el talud falle y el suelo colapse.

El problema para la construcción de sótanos, serían las excavaciones que se realizan en el suelo, estas excavaciones formarían taludes inestables en el perímetro del terreno, para solucionar el problema de estabilidad debemos conocer un método que contenga y estabilice el suelo.

1.1.2 PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN

¿Cómo resolvemos el problema de estabilidad de taludes con el sistema de muros anclados, y cómo se aplica esta solución al diseño de muros de sótano en edificios multifamiliares?

1.1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

- La investigación permite conocer un método que resuelve el problema de estabilidad de taludes, y se aplicó el método para el diseño de muros de sótano en edificios multifamiliares.
- La investigación ayuda a crear un nuevo instrumento de consulta, para recolectar datos para posteriores investigaciones, o también puede ayudar a comparar investigaciones.

1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

- Diseñar la estructura de una vivienda multifamiliar de 6 pisos con 3 sótanos, utilizando muros anclados para la estabilidad de taludes.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar los muros anclados con el método RIGID, calcular las fuerzas en los anclajes y asegurar la estabilidad del talud.
- Analizar los muros anclados con el software SAFE 2014, considerando los modelos planteados para el análisis, y encontrar las fuerzas últimas de diseño.

- Diseñar por flexión y verificar el punzonamiento en las pantallas de los muros anclados.
- Analizar la estructura del edificio con el software ETABS 2015, considerando la súper estructura y la subestructura del edificio, y considerar la interacción del suelo y la estructura de cimentación, y la interacción del suelo y los muros perimetrales del sótano.
- Diseñar los elementos que conforman parte del sistema estructural del edificio multifamiliar.

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 HIPÓTESIS GENERAL

Las excavaciones en el suelo formarían taludes inestables en el perímetro del terreno, los muros anclados serían la solución a los problemas de estabilidad de los taludes.

1.4 VARIABLES

1.4.1 VARIABLES INDEPENDIENTES

- Las excavaciones en el suelo.

1.4.2 VARIABLES INTERMEDIAS

- Los muros anclados.

1.4.3 VARIABLES DEPENDIENTES

- Los taludes inestables.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1 MARCO HISTÓRICO

2.1.1 HISTORIA DE LOS MUROS ANCLADOS

Los muros de carga que se construyeron en el pasado han perdurado y quedaron como evidencia para demostrar su resistencia a las fuerzas físicas externas.

Aunque en la antigüedad se construyeron muchos tipos de muros de carga, los más antiguos que se conservan son de adobe o piedra. Se tiene constancia de la existencia de pastas y morteros precursores del concreto desde los tiempos del antiguo Egipto, pero fueron los romanos los que impulsaron este material con la técnica del *emplectum*, consistente en crear dos hojas exteriores de sillares de piedra, rellenas de un mortero de cal con arena y cascotes. Esta técnica constructiva se ha repetido con ligeras variantes a lo largo de la historia.

En los lugares donde la piedra escaseaba o era excesivamente costoso conseguirla, esta se sustituyó por el barro en forma de adobe: un ladrillo de barro secado al sol. Asimismo, se puede establecer un paralelismo entre el *emplectum* y el *tapial*, una forma de construcción consistente en aprisionar barro entre dos placas o encofrados de madera, y compactarlo en sucesivas tongadas mediante mazos o pisones. Una vez se terminaba una hilada de tapias, se colocaban el encofrado encima, y se repetía la operación.¹

¹ Jeymy Gonzales, Muros de contención, Recuperado el 12 de julio del 2013 en: <http://murosdecontencion2013.blogspot.pe/2013/07/historia-de-los-muros-de-contencion.html>.

Con estas técnicas de tapial y adobe, se lograron erigir edificios de hasta seis alturas, algunos de los cuales perduran en Yemen. Pero el material más empleado para realizar muros de carga es el ladrillo: una evolución del adobe cuya diferencia estriba en el proceso de cocción, que le confiere mayor resistencia y durabilidad. El ladrillo empleado en muros de carga suele ser macizo, aunque no es inusual encontrar muros de carga de ladrillo perforado o incluso hueco en viviendas de una o dos alturas. Una variante del muro de carga de ladrillo es el realizado con bloque de concreto, si bien no es posible alcanzar grandes alturas por este método. Al igual que en las épocas anteriores, también existe un reflejo del emplectum romano en el empleo actual del concreto en masa, donde, como sucediera en el tapial, el concreto se confina mediante encofrados hasta que éste fragua y adquiere dureza.

La aparición del acero, capaz de soportar las tensiones de tracción, posibilitó la aparición del concreto armado y de las estructuras metálicas, que modificó radicalmente la forma de construir, dejando obsoletos los muros de carga. En la actualidad, estos muros solo se emplean en obras de poca entidad, como muros de contención de terreno en obras públicas y en sótanos, siendo el resto de la estructura una combinación de vigas y pilares, por lo que los muros rara vez adquieren funciones portantes o estructurales, y su único propósito es el de compartimentar o aislar los espacios. Hasta finales del siglo XIX se construían muros de mampostería y piedra; a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados. En la década de los años 50 y 60 fueron utilizados los muros anclados en Estados Unidos, Brasil, Suiza, Alemania, Inglaterra y otros, para la retención de suelos en infraestructura vial, tales como carreteras y vías férreas.

En el Boulevard Orden de Malta, ubicado en la ciudad de San Salvador se utilizó la técnica de muros anclados y en los taludes verticales de la excavación de los 6 sótanos con los que cuenta el Edificio del Centro de Negocios para Inversionistas de Avante, que tendrá 10 niveles sobre el terreno.²

² Ibídem

2.1.2 MUROS ANCLADOS EN EL PERÚ

Uno de los problemas más importantes en la construcción de edificaciones con sótanos, es el tema relativo a realizar excavaciones verticales, en terrenos con linderos colindantes con vecinos y con la calle. En la ciudad de Lima con un muy buen suelo, se han usado los muros denominados calzaduras, habiéndose hecho con este sistema edificios de hasta 5 sótanos. Desde finales de la década de los 90, se comenzaron a usar los denominados muros pantalla o muros de contención que tienen anclajes laterales. Este sistema es más seguro y actualmente se ha generalizado en casi todas las construcciones que tienen dos o más sótanos.

La tecnología del muro anclado se ha establecido en la ciudad de Lima como una de las preferidas para realizar los trabajos de estabilización de excavaciones profundas en zonas urbanas. Esto se debe principalmente a las características del suelo que presenta esta ciudad, especialmente en las zonas de mayor construcción en altura como Miraflores y San Isidro, donde el suelo presenta parámetros de resistencia muy altos y no existe presencia de nivel freático. Estas condiciones son ideales para la aplicación del muro anclado, ya que permite la excavación secuencial mediante el uso de paneles intercalados.

El método constructivo del muro anclado utiliza a la vez los muros perimetrales de la estructura como elementos de contención para la excavación de los sótanos, lo cual permite llegar a fondos de cimentación profundos optimizando costos, espacio y tiempos de trabajo.³

2.2 MARCO NORMATIVO

2.2.1 NORMAS PERUANAS

Las normas peruanas son una fuente muy limitada de información sobre este tipo de estructuras, pero encontramos algunos criterios que debemos cumplir y podemos tomar en cuenta; el uso de este tipo de estructuras se está generalizando y reemplazando en su totalidad a las calzaduras. Para poder realizar un correcto diseño, buscaremos dicha información en reglamentos internacionales o manuales de diseño para este tipo de estructuras.

³ Ibídem

2.2.2 OTRAS NORMAS

2.2.2.1 AASHTO LRFD 2007

El título 11.9 MUROS ANCLADOS de la sección 11 (SI) – Estribos, Pilas y Muros de Sostenimiento de la norma AASHTO, describe los criterios de cargas, movimientos y estabilidad en estado límite; seguridad contra las fallas del suelo, seguridad contra fallas estructurales, diseño sismo resistente, protección contra corrosión, y drenaje para el diseño de este tipo de estructuras.

2.3 MARCO TEÓRICO

2.3.1 MUROS ANCLADOS

El muro anclado es una técnica de contención segura y confiable en aquellos taludes resultantes de la excavación, para la construcción de sótanos y viene siendo usado en el país desde 1996 cuando geotécnica SAC introduce esta técnica para la construcción del edificio Club Regatas de la ciudad de Lima. El propósito de una estructura de contención es el de resistir las fuerzas ejercidas por el material contenido y garantizar la estabilidad del talud.

El sistema es recomendado en zonas altamente sísmicas como la ciudad de Lima y toda la franja costera del Perú. La fuerza de tensión es provista por unos elementos lineales denominados anclajes postensados y estos deben ser construidos bajo técnicas y normativas internacionales. El muro de contención es el propio muro perimétrico del proyecto estructural definitivo del edificio lo que no genera costos adicionales a la obra y garantiza la seguridad de la excavación.⁴

⁴ ICG, Muros Anclados para Estabilidad de Taludes Aplicación a excavaciones de Sótanos, Recuperado en:<http://dev2.construccion.org/biblioteca/articulo/muros-anclados-para-estabilidad-taludesaplicacion-excavaciones-sotanos-1224>.

2.3.1.1 TIPOS DE MUROS ANCLADOS

Los muros anclados de concreto proyectado y los muros anclados de concreto armado tienen muchas similitudes: ambos son utilizados para estabilizar taludes o excavaciones profundas; ambos utilizan anclajes para su desempeño Estructural, ambos se construyen de arriba hacia abajo. Sin embargo, sus diferencias en el desempeño estructural son tan diferentes que estos deben ser diseñados de diferente manera.⁵

2.3.1.1.1 MUROS ANCLADOS DE CONCRETO ARMADO

Los muros anclados de concreto armado son diseñados para resistir la presión de la tierra sobre el muro y por esto se refuerza el concreto para resistir los esfuerzos de flexión causados por ella. Una franja del muro anclado de concreto armado puede ser analizada como una viga, los apoyos pasan a ser los anclajes. Los muros anclados de concreto armado se consideran un sistema de soporte activo ya que se trata de que los anclajes empujen al suelo retenido más fuerte de lo que él los empuja, debido a ello, se debe presionar cada anclaje al muro por medio de un gato hidráulico una vez que el muro ya ha sido desencofrado.⁶

2.3.1.1.2 MUROS ANCLADOS DE CONCRETO PROYECTADO

Los muros anclados de concreto proyectado se consideran un sistema de soporte pasivo ya que esperan a que el talud empiece a deslizarse para actuar. Por otro lado, la cara de un muro anclado de concreto proyectado está únicamente compuesta por una capa de 10 a 12cm de hormigón proyectado y malla electro soldada ya que la función de esta es únicamente conectar los esfuerzos tensionantes de cada anclaje para que estos actúen conjuntamente como una estructura y no cada uno de manera independiente.⁷

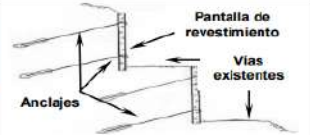
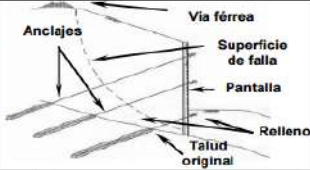
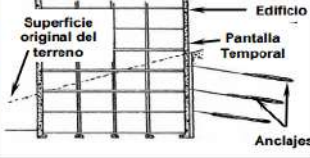
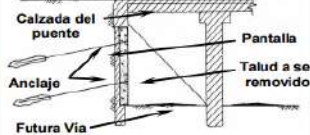
⁵ Pedro Valdez, Manual de Diseño y Construcción de Muros Anclados de Hormigón Proyectado, Recuperado: <http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/753/1/99683.pdf>, pág. 17, 18.

⁶ Ibídem

⁷ Ibídem

2.3.1.2 USOS DE LOS MUROS ANCLADOS

TABLA 2.0. APLICACIONES DE LOS MUROS ANCLADOS

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
MUROS ANCLADOS COMO RETENCIÓN EN CARRETERAS	Los muros anclados han sido utilizados comúnmente para la retención de suelo en vías o caminos que se encuentran en diferentes niveles de terreno (muros con escalonamiento), sobre todo en los de topografía irregular. También son muy utilizados para las ampliaciones de vías existentes, para la construcción de nuevas vías o bien para hacer reajustes en la infraestructura vial y se pueden hacer sistemas mixtos utilizando primero una pared temporal para luego colocar una pantalla permanente de concreto reforzado.	
MUROS ANCLADOS COMO ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	Los muros anclados permanentes son utilizados para la estabilización de taludes y para prevenir deslizamientos de rocas o suelos, sobre todo cuando se realizan cortes en el terreno para la construcción de carreteras, rellenos o vías férreas. La estabilización consiste en que el muro soporte el suelo que se encuentra detrás de él. La fuerza que deben tener los anclajes debe ser superior a la necesaria para estabilizar las paredes de una excavación con un muro convencional y la pantalla de revestimiento se encarga de distribuir estas fuerzas en los anclajes a la superficie del suelo, la cual no se comprime y es capaz de soportar las reacciones de los anclajes en la cara de la excavación.	
MUROS ANCLADOS COMO FUNDACIÓN EN EDIFICIOS	Se puede observar este tipo de aplicación en un edificio que se encuentra ubicado en un terreno en donde hay un talud y que, al realizar un corte del mismo se generarán grandes fuerzas laterales ocasionadas por los empujes del terreno. Es por ello que los anclajes pueden ser indicados en lugar de las fundaciones convencionales para soportar este tipo de fuerzas. En este edificio se puede utilizar como pantalla un muro de concreto reforzado temporal o un tablestacado temporal que sea reforzado con anclajes permanentes y luego se pueda construir el muro del edificio. Cabe mencionar que existen muchas variantes de este método en fundación de edificios.	
MUROS ANCLADOS COMO ESTRIBOS DE PUENTES	Los muros anclados también son utilizados en los estribos de los puentes, sobre todo cuando se tiene en cuenta la construcción de una nueva vía o camino cuyo trayecto pase justo bajo el estribo del puente y en el cual haya que realizar una remoción del material proveniente del terreno original del talud sobre el cual el estribo del puente se encuentra apoyado y en donde la construcción del muro le dará estabilidad a la masa de suelo detrás de él.	

Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 18

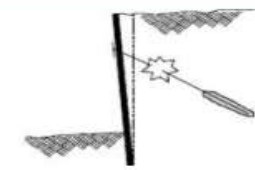
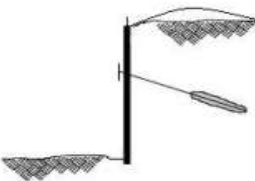
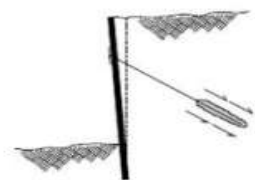
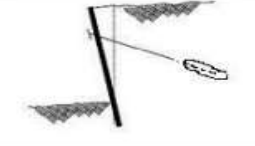

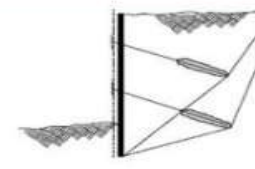
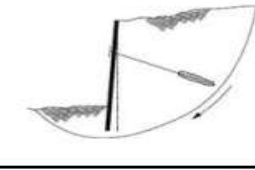

2.3.1.3 PRINCIPIOS SOBRE EL ANÁLISIS DE LOS MUROS ANCLADOS

2.3.1.3.1 MODOS DE FALLA DE LOS MUROS ANCLADOS

El análisis de los muros anclados debe llevarse a cabo haciendo referencia a los modos de falla que se pueden presentar. Existen varios mecanismos posibles de falla de los muros anclados, que comúnmente son causadas por exceso de carga sobre un ancla. Las cargas en exceso pueden estar relacionadas con la cargas de retencionamiento, la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, por lo que los mecanismos de falla Pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales.⁸ Ver tabla 2.1.

⁸ Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Reciente en el Salvador, Recuperado en: <http://ri.ues.edu.sv/448/1/10136814.pdf>, pág. 81.

TABLA 2.1. PRINCIPALES TIPOS DE FALLA EN LOS MUROS ANCLADOS.

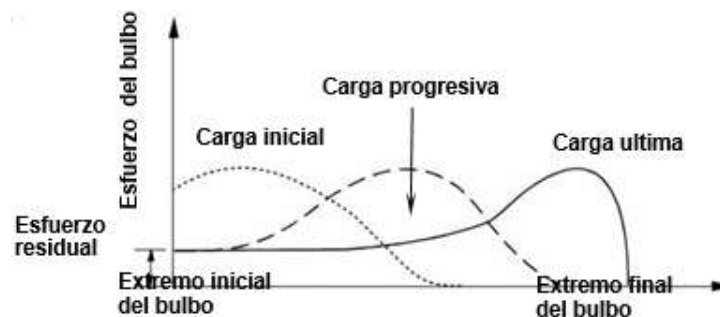
MODOS DE FALLA LOCAL	
FALLA DEL ACERO DEL TENDON	
Al colocarle la carga de tensionamiento el acero del tendón recibe esfuerzos de tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón, ocurre la falla. Para evitar esto se recomienda que la carga de diseño sobre el tendón no exceda el 60% del esfuerzo de fluencia del tendón.	
FALLA DE LA MASA DE SUELO	
Esta falla es debida a la capacidad de soporte del suelo superficial. Si al colocarle la carga de pretensionamiento, ésta supera la capacidad de soporte del suelo lateral, se produce un movimiento del suelo hacia arriba. Esto ocurre especialmente en las anclas más subsuperficiales. Así mismo, se recomienda que la primera hilera de anclajes de arriba hacia abajo se encuentre suficientemente profunda para que la resistencia pasiva del suelo evite la falla.	
FALLA DE LA UNION BULBO Y SUELO	
Los anclajes movilizan una fuerza perimetral entre el bulbo y el suelo. La resistencia de esta interface depende de la presión normal, de la fricción y cohesión en el perímetro del bulbo. En los anclajes acampanados se desarrolla adicionalmente una resistencia relacionada con el acampanamiento. Para aumentar la resistencia entre el bulbo y el suelo se acostumbra a aumentar el diámetro del bulbo o su longitud. Sin embargo, la experiencia muestra que el efecto de aumento de resistencia no ocurre para bulbos con longitudes superiores a 9 o 12 metros (Sabatini y otros, 1999).	
FALLA DE LA UNION TENDON Y GROUT	
El mecanismo de falla de la unión entre el tendón y el grout incluye problemas de adherencia, fricción e integración mecánica entre el acero del cable o varilla y grout. La norma ASTM A981 presenta un método estándar para evaluar la unión entre el tendón y grout.	
FALLA DE LA ESTRUCTURA SUPERFICIAL	
La estructura superficial puede fallar por exceso de esfuerzos de flexión o de cortante, además puede darse el caso de una falla por punzonamiento, lo cual debe tenerse en cuenta en el diseño de dicha estructura.	
MODOS DE FALLA GENERALIZADA	
FALLA GENERALIZADA POR DESLIZAMIENTO	
Para prevenir este modo de falla se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes. En este caso resulta crítico, contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado.	
FALLA GENERALIZADA ROTACIONAL	
Aquí pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema.	
FALLA GENERALIZADA POR VOLTEO	
En este caso se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan en el elemento de retención. De ser necesario debe analizarse la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giros.	

Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, págs. 27, 28

2.3.1.3.2 ANÁLISIS DE ESFUERZOS DENTRO DEL BULBO DE ANCLAJE

La longitud de un bulbo de anclaje debe ser tal que pueda transferir los esfuerzos de tensión del extremo inicial del bulbo al extremo XX adecuada. En donde, inicialmente los incrementos de carga de preesfuerzo son resistidos por el extremo inicial del bulbo.⁹ Ver la figura 2.1.

Figura 2.1. Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 72

Los incrementos adicionales de la carga se transfieren a la zona intermedia del anclaje y es en esta etapa donde la tensión del anclaje es transmitida al estrato de suelo circundante en forma de esfuerzo cortante a lo largo de la longitud del bulbo. Mientras que, si la carga se aproxima a la carga ultima o residual, esta es tomada por el extremo final del bulbo y éste lo transmite a una pequeña parte del suelo circundante, hasta que finalmente el bulbo falla por extracción. Para la simplificación del cálculo de la longitud de anclaje debe considerarse una distribución uniforme de cargas en toda su longitud.¹⁰

2.3.1.3.3 CARGAS ACTUANTES EN LOS MUROS ANCLADOS

Además de las fuerzas inducidas por las pruebas de ensayos de tensionamiento de las anclas o la aplicación del preesfuerzo de trabajo de las mismas, existen otras fuerzas que deben considerarse en el diseño de estas estructuras, entre las cuales están:¹¹

⁹ Ibídem

¹⁰ Ibídem

¹¹ Ibídem

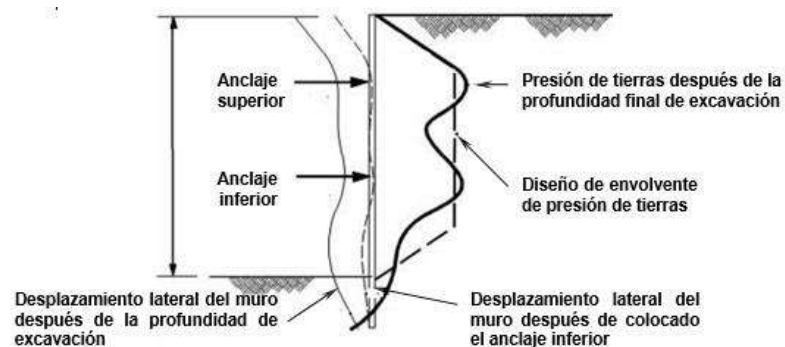
2.3.1.3.3.1 CARGAS LATERALES

Estas consisten en (a) esfuerzos laterales del suelo, que dependen de la magnitud de las tensiones que se desarrollan en el terreno; (b) presiones laterales causadas por sobrecargas que actúan en la superficie; (c) esfuerzos laterales inducidos por cargas concentradas, como zapatas dentro de la masa de suelo y (d) presión del agua; (e) sismos.¹²

Presiones de tierra sobre muros anclados

La presión de tierra que se desarrolla sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro, así como de la rigidez de la pantalla o pared de revestimiento a anclar.¹³

Figura 2.2. Presión de tierras desarrolladas sobre un muro anclado con múltiples niveles



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 45

Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, en las anclas superiores se generan presiones mayores que las activas calculadas con las teorías de Rankine o Coulomb, debido a las deformaciones y al proceso constructivo, etc., la cual hace necesaria la utilización de los diagramas semi-empíricos de presiones de Terzaghi y Peck. Dichos diagramas cuentan con valores modificados por Henkel, ya que considera el uso de anclajes y no de puntales como se habían concebido originalmente, además considera las modificaciones de las presiones de tierra durante la construcción, en la etapa de preesfuerzo del anclaje, lo cual genera diagramas de presiones mucho más conservadores.¹⁴

¹² Ibídem

¹³ Ibídem

¹⁴ Ibídem

2.3.1.3.3.2 CARGAS VERTICALES

Estas incluyen el peso de la estructura anclada y las reacciones producto de las cargas interactuantes que alcanzan a los anclajes indirectamente. Es por esto que debe verificarse la capacidad de carga en el desplante de la estructura (de ser necesaria), para evitar la penetración del estrato de apoyo. Además, dentro de las cargas verticales deben considerarse las asociadas con las operaciones de construcción.¹⁵

2.3.1.3.3.3 CARGAS DINÁMICAS

Estas pueden incluir los efectos vibratorios de la actividad sísmica o por el impacto de grandes cargas en movimiento y que son de tal intensidad que deben ser consideradas en el diseño.¹⁶

2.3.1.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS ANCLADOS

2.3.1.4.1 ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE MUROS ANCLADOS

El análisis de muros anclados fue desarrollado en concordancia con la FHWA-RD-97-130 “Design manual for permanent ground anchor walls” y el programa de investigación y desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos, denominado “State of practice in the desing of tall, stiff and flexible tiebacks retaining walls”. Dicho método fue llamado RIGID y está basado en una etapa final de construcción del muro sin tomar en cuenta las etapas previas del mismo. Este método utiliza una franja vertical de muro anclado considerada como una viga apoyada en soportes ubicados en los anclajes. En este tipo de análisis provee un método oportuno para el diseño preliminar y muchas veces para el diseño definitivo de muros anclados. Sin embargo, los diagramas aparentes de presión de tierras no pretenden representar la distribución real de la presión de tierras, sino que constituir presiones hipotéticas que simplifiquen el análisis.¹⁷

¹⁵ Ibídem

¹⁶ Ibídem

¹⁷ Ibídem

2.3.1.4.2 DISEÑO GEOTÉCNICO

2.3.1.4.2.1 CÁLCULO DE CARGAS LATERALES

El cálculo de cargas laterales o carga total de tierras depende de diversos factores, tales como el tipo de suelo, las sobrecargas o bien la vida útil del sistema; es decir, si será de carácter temporal o de carácter permanente. A estos factores, se le debe sumar la disponibilidad de permitir desplazamientos. Por lo tanto, estas estructuras se deben diseñar con las consideraciones adecuadas.¹⁸

2.3.1.4.2.1.1 MURO ANCLADO SIN DESPLAZAMIENTO

Para el método de análisis (RIGID), el cálculo de la carga total de tierras (TL) para muros permanentes, está basado en una comparación del coeficiente de reposo (K_0) y el coeficiente de Rankine movilizado (K_{Amob}), el que para su obtención es afectado por un factor de seguridad, generalmente de 1.5 sobre la resistencia a cortante del suelo (Φ , c), en donde se toma el mayor coeficiente resultante.¹⁹

- Por Rankine movilizado:

$$\phi_{mob} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS} \right) \qquad c_{mob} = \frac{c}{FS}$$

Donde:

ϕ_{mob} = Ángulo de fricción interna del suelo por un factor de seguridad ($^\circ$)

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo ($^\circ$)

FS = Factor de seguridad de 1.5, según método RIGID

c_{mob} = Cohesión del suelo afectada por un factor de seguridad (KN/m^2)

c = Cohesión del suelo (KN/m^2)

¹⁸ Ibídem

¹⁹ Ibídem

Entonces, se debe calcular un K_{Amob} el cual será utilizado para calcular la carga total de presiones de tierras en condiciones activas.

$$K_{Amob} = \frac{1 - \text{sen} \phi_{mob}}{1 + \text{sen} \phi_{mob}} \quad \rightarrow \quad TL = \frac{1}{2} K_{Amob} \gamma H^2$$

Para la condición de reposo utilizando la ecuación de jaky:

$$K_o = 1 - \text{sen} \phi \quad \rightarrow \quad TL = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

Donde:

K_{Amob} = Coeficiente de presión de tierras en condición activa movilizada

K_o = Coeficiente de presión de tierras en condición de reposo

TL = Carga total debida a la presión de la tierra (KN/m)

2.3.1.4.2.1.2 MURO ANCLADO CON DESPLAZAMIENTO

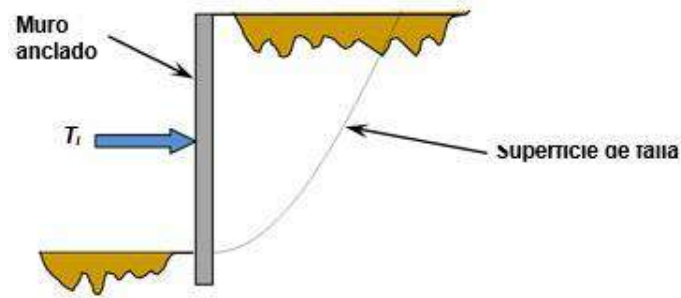
Esta condición se presenta cuando los anclajes son preesforzados a niveles consistentes con las presiones activas (es decir, existen desplazamientos del muro), considerando un valor de desplazamiento de 0.002H a 0.005H para Arenas y arcillas rígidas, en donde la carga total (TL) utilizada para determinar la presión aparente en esta condición, está basada en un factor de seguridad generalmente de 1.3 sobre la resistencia a cortante del suelo (Φ , c).²⁰

$$K_{Amob} = \frac{1 - \text{sen} \phi_{mob}}{1 + \text{sen} \phi_{mob}} \quad \rightarrow \quad TL = \frac{1}{2} K_{Amob} \gamma H^2$$

En la figura 2.3 se muestra la ubicación de la fuerza externa (TL).

²⁰ Ibídem

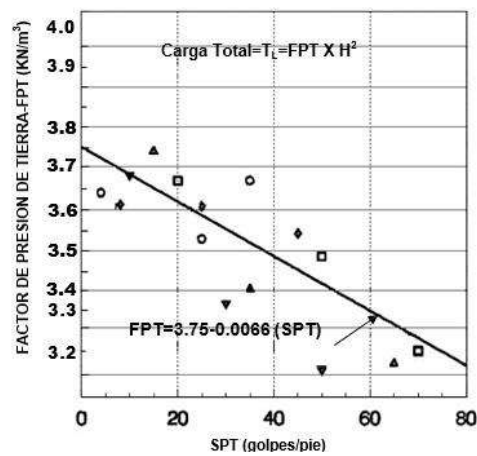
Figura 2.3. Carga total de presión de tierra (TL)



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 99

Existe otra forma de calcular la carga total de presión de tierras (TL) para muros de carácter temporal o permanente, diseñados para que se deformen y es a través del factor de presión de tierras (FPT), el cual puede ser calculado para condiciones activas para el muro, se calcula con SPT.²¹ Ver figura 2.4.

Figura 2.4. Diagrama de factor de presión de tierras para muros



Fuente: Strom & Ebeling, State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining, pág. 68

Donde:

FPT = Factor de presión de tierras (KN/m^3)

H = Altura del muro (m)

N_{SPT} = número de golpes en base al ensayo de penetración estándar

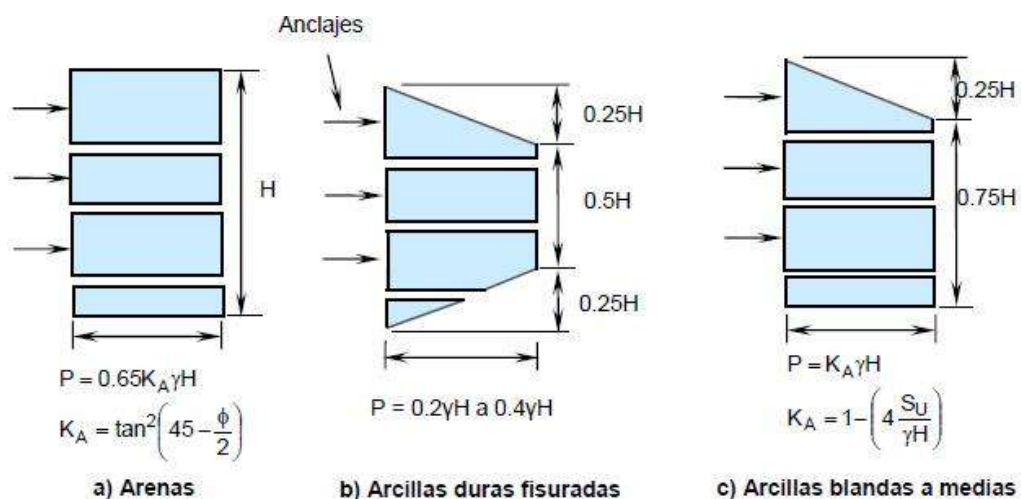
²¹ Ibídem

La carga total de tierras es igual a un factor de presión de tierras (FPT) multiplicado por el cuadrado de la altura del muro, lo que significa que dicho factor representa la distribución de carga total de tierra por unidad de longitud del muro. Los factores de presión de tierras se encuentran en un rango de 3.22 a 3.75 KN/m3.²²

2.3.1.4.2 DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIÓN DE TIERRA

La carga total de tierras que estabiliza el corte también puede ser calculada a través de los diagramas aparentes de presión de Terzaghi y Peck, que dependen del tipo de suelo en consideración. Estos diagramas son relativamente conservadores y pueden ser rectangulares o trapezoidales de acuerdo al tipo de suelo.²³ Ver la figura 2.5.

Figura 2.5. Diagramas recomendados de presiones de tierras de Terzaghi y Peck.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 50

Donde:

H = Altura del muro (m)

K_A = Coeficiente de presión activa de tierras

γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m3)

S_u = Resistencia al corte no drenada ($su=c$) (KN/m2)

²² Ibídem

²³ Ibídem

- c = Cohesión del suelo (KN/m²)
 ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)
 p = Presión de tierras según Terzaghi y Peck (KN/m²)

2.3.1.4.2.2.1 DIAGRAMA APARENTE DE PRESIÓN DE TIERRA PARA ARENA

La FHWA recomienda utilizar una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck en la forma como se indica en la figura 2.5. Estos diagramas requieren conocer de antemano la localización de las anclas o de los soportes. Los diagramas trapezoidales son más apropiados que los rectangulares (ver figura 2.5a), debido a que se asemejan más a las mediciones reales en campo. Para evaluar las presiones, se requiere adicionar la presión de agua y la fuerza sísmica. La máxima carga total de presión en suelos arenosos está dada por:²⁴

$$TL = 0.65KA \gamma H^2$$

2.3.1.4.2.2.2 DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIONES DE TIERRA EN ARCILLAS

Los diagramas originales de Terzaghi y Peck para arcillas fueron desarrollados para soportes temporales y no definitivos. Para condiciones drenadas a largo plazo en arcillas duras o arcillas fisuradas, las presiones de tierra son mayores que las supuestas por Terzaghi y Peck. Por lo que los diagramas recomendados de presiones de tierras en arcillas duras o fisuradas para muros de carácter permanente son similares a los mostrados en la figura 2.5 b y c Cuyos valores de la presión de tierras, P, oscila los 0.2 γ H a 0.4 γ H para muros con un solo nivel de anclajes o con múltiples niveles de anclajes. La carga total de tierra (TL) dependerá del tipo de suelo arcilloso que se presente.²⁵

²⁴ Ibídem

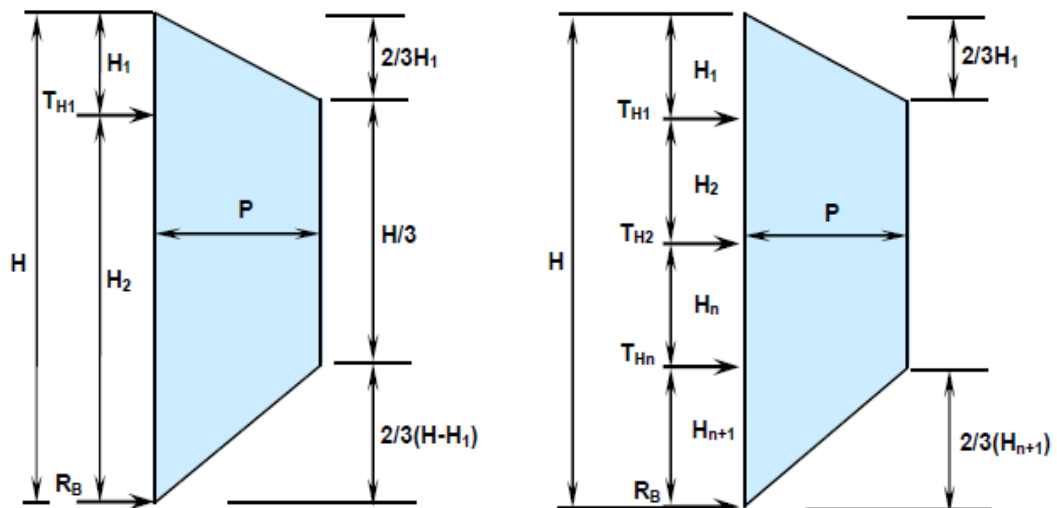
²⁵ Ibídem

2.3.1.4.2.3 TRANSFORMACIÓN DE CARGA DE PRESIÓN TOTAL DE TIERRA EN DIAGRAMA APARENTE DE PRESIÓN PARA MURO CON ANCLAJES

Transformación de diagramas de presión aparente para suelos granulares

Los valores de carga de presión total para suelos granulares, tanto para muros donde se permite deformación o para los muros donde no se permite, deben ser convertidas a un diagrama de presión aparente como se muestra en la figura 2.6.²⁶

Figura 2.6. Diagramas de presiones de arenas para uno y varios niveles de anclajes



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 51

Para muros con un solo nivel de anclajes es:

$$P = \frac{TL}{\frac{2}{3}H} = 0.65KA \frac{\gamma H^2}{\frac{2}{3}H} = KA \gamma H$$

Para muros con múltiples niveles de anclajes tenemos:

²⁶ Ibídem

$$P = \frac{TL}{H - \frac{1}{3}H1 - \frac{1}{3}Hn + 1}$$

Donde:

*H1 = Profundidad del primer anclaje (m) **

TH = Componente horizontal de la fuerza del anclaje (KN/m)

TL = Carga total de presión de tierra (KN/m)

P = Carga de presión que estabiliza el corte (KN/m²)

Hn+1 = Profundidad inferior al enésimo anclaje (m)

RB = Carga de reacción en la base (KN/m)

Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas de consistencias rígidas a duras para condiciones de corto y largo plazo

Para arcillas de resistencia al corte no drenado ($Su \neq 0$ y $\Phi = 0^\circ$) y cuyas consistencias van desde rígidas hasta duras, se puede utilizar diagramas de presiones aparentes que tienen la misma forma que los utilizados para suelos granulares para el diseño de muros anclados para condiciones de corto plazo, es decir para condiciones no drenadas. también se establece que la transición de una arcilla dura a una arcilla de consistencia más suave o medianamente suave (independientemente de si es bajo condición drenada o no drenada) no ocurre solo por la identificación de una única resistencia al corte no drenada Su .²⁷

$$Su = \geq \frac{H}{4} (\gamma - 3.585)$$

Donde:

H = Altura del muro (m)

γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)

Su = Resistencia al corte no drenada ($su=c$) (KN/m²)

²⁷ *Ibíd*em

Además, para arcillas firmes o de consistencias rígidas y duras, el número de estabilidad (**Ns**) debe ser:

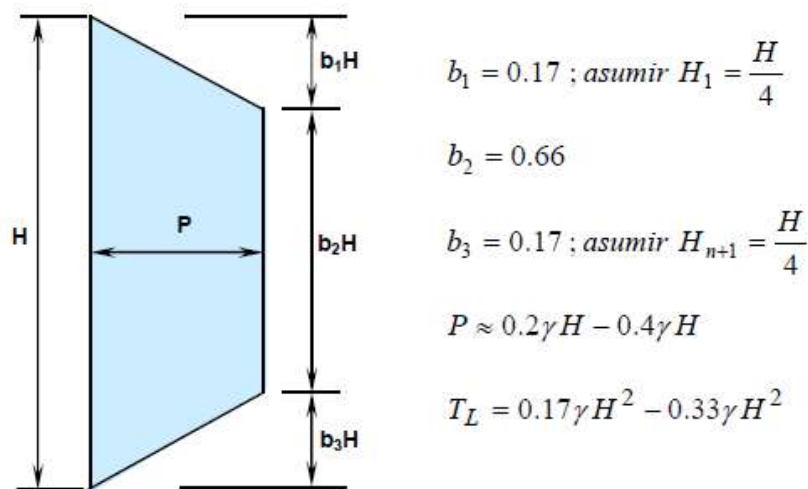
$$N_s = \gamma \frac{H}{S_u} < 4 \rightarrow S_u = c$$

Otro parámetro a utilizar en el diseño es el factor de presión de tierras (**FPT**), el cual debe ser mayor de **3.14 KN/m³** para las condiciones no drenadas del suelo.

Sabatini, Pass, & Bachus (1999) recomiendan que la carga total (TL) para arcillas duras pueda basarse en previas experiencias con excavaciones en depósitos de arcillas similares.

Se sugiere que, para muros anclados temporales, la carga total varíe entre $0.17\gamma H^2$ y $0.33\gamma H^2$. Ver figura 2.7.

Figura 2.7. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo.

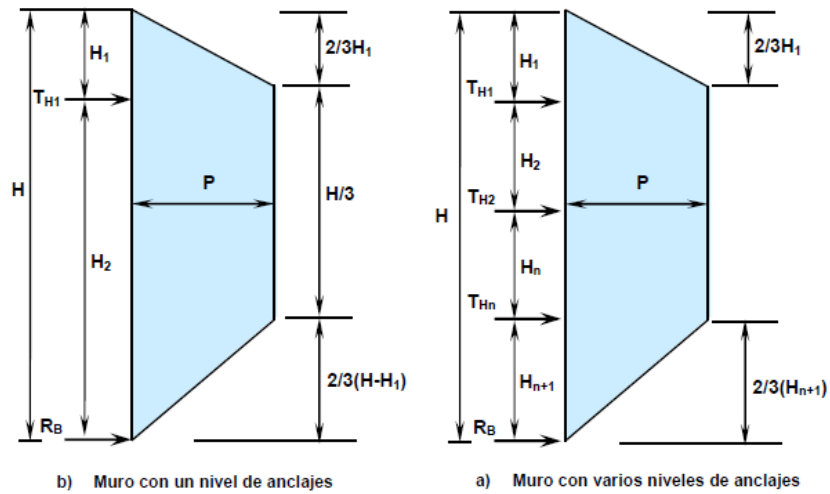


Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 53

Entonces, los diagramas de presiones aparentes para arcillas (bajo condiciones de corto y largo plazo) de consistencias rígidas a duras poseen la misma forma que aquellos para suelos granulares.²⁸ Ver figura 2.8.

²⁸ Ibídem

Figura 2.8. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 56

Entonces, la presión que estabiliza el corte para suelos arcillosos rígidos o duros para condiciones de corto plazo es:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}} = \frac{0.17\gamma H^2 - 0.33\gamma H^2}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Para condiciones a largo plazo o permanentes ($su = 0$ y $\Phi \neq 0^\circ$), es decir, cuando la resistencia al corte es drenada, se usarán los diagramas de presión aparentes para suelos granulares, dado que la carga total es aproximadamente la misma que para las arenas proporcionada por el ángulo de fricción interna del suelo. Entonces, al igual que en un suelo granular, la presión que estabiliza el corte está dada por.²⁹

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

En donde **KA** estará en función del ángulo de fricción interna afectado por un factor de seguridad (**Φ_{mob}**).

²⁹ Ibídem

Los diseñadores de muros en arcillas deben percatarse de considerar los aspectos que aquí se han mencionado y asegurarse que la carga total seleccionada sea la más adecuada y la más grande. Es por esto que, para el diseño de muros permanentes en este tipo de suelos, deben evaluarse las dos condiciones disponibles, la de corto y largo plazo.

Weatherby recomienda utilizar un factor de presión de tierras (**FPT**) mínimo de **3.14 KN/m³** para condiciones a corto plazo, el cual debe ser comparado con el **FPT** calculado para la condición a largo plazo en donde se deberá utilizar el mayor valor de estos para el diseño del muro.³⁰

Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas de consistencias blandas a medianamente blandas

Los muros anclados temporales y permanentes en este tipo de suelos deben resistir las presiones laterales de tierra determinada por el uso de resistencias al corte no drenadas para condiciones de corto plazo, los muros anclados de carácter permanente son rara vez construidos en este tipo de suelos, puede ser necesaria la presencia de ellos y se considera la resistencia drenada al corte y pesos volumétricos efectivos.³¹

Para este tipo de arcillas, el número de estabilidad está determinado por:

$$Ns = \gamma \frac{H}{Su} > 4 \quad \rightarrow \quad Su = c$$

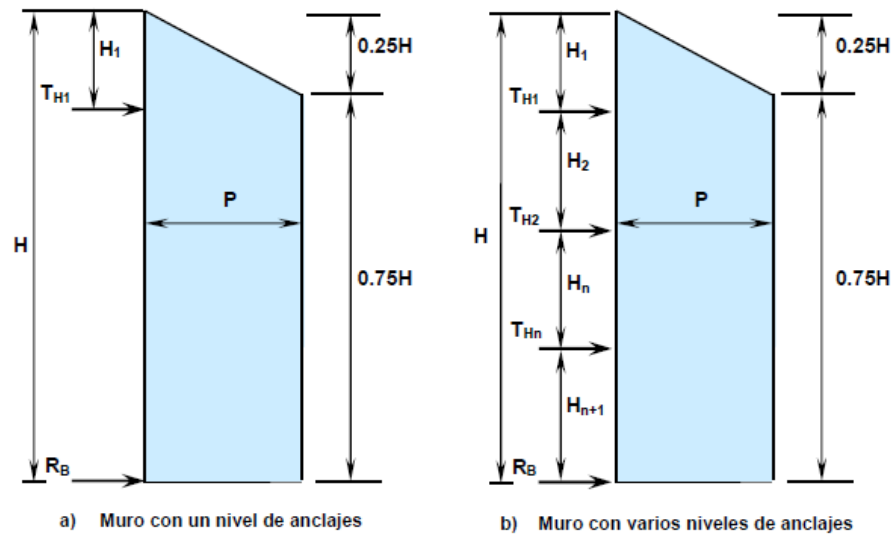
En la figura 2.9, se muestra el diagrama de presión para muros anclados temporales con uno y varios niveles de anclajes en arcillas blandas a medianamente blandas basado en la resistencia al corte no drenada **su** de la arcilla.³²

³⁰ Ibídem

³¹ Ibídem

³² Ibídem

Figura 2.9. Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medianamente blandas



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 50

Entonces, la presión que estabiliza el corte (P) queda determinada de la siguiente manera:

$$P = \frac{T_L}{0.875H} = \frac{0.875H^2 \left(1 - \frac{4s_u}{\gamma H}\right) \gamma}{0.875H}$$

Las fuerzas de los anclajes son determinadas mediante el método de áreas tributarias. El momento negativo en el anclaje superior se determina haciendo una sumatoria de momentos alrededor de ese punto. La metodología para determinar las fuerzas en los anclajes y los momentos flectores será descrita en las secciones siguientes.³³

2.3.1.4.2.4 CÁLCULO DE PRESIÓN POR SOBRECARGA (PS)

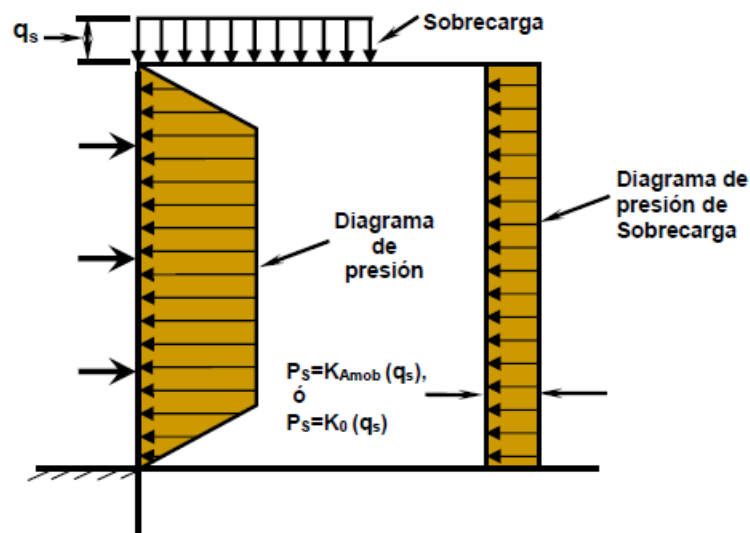
La sobrecarga (q_s) es multiplicada por el coeficiente K , como se muestra en la figura 2.10.

$$P_s = q_s K$$

³³ Ibídem

Donde K, es el coeficiente de presión de tierras necesario para convertir la sobrecarga vertical a horizontal y depende del estado del suelo a analizar (K_0 , K_a ó K_{Amob}), que a su vez dependen del factor de seguridad con el que se diseña el sistema.³⁴

Figura 2.10. Diagrama de presión Aparente de tierra con sobrecarga uniforme.



Fuente: Strom & Ebeling, State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining, pág. 80

En proyectos donde exista una vía de circulación o superficie de rodamiento e instalaciones de servicios públicos a una distancia equivalente a la mitad de la altura del muro, medida horizontalmente sobre la corona del muro, AASTHO recomienda tomar una altura equivalente de suelo de **0.6 m** como sobrecarga. Para otras formas de sobrecargas, refiérase al documento.³⁵

2.3.1.4.2.5 DISEÑO DE LOS ANCLAJES

2.3.1.4.2.5.1 LONGITUD DE LAS ANCLAS

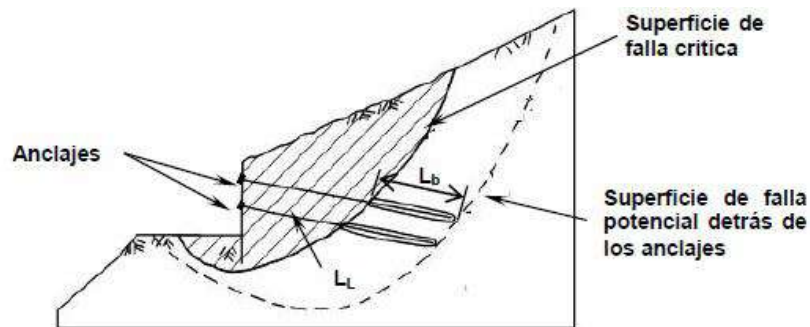
Debido a requerimientos de estabilidad no es recomendable utilizar anclas con longitudes (LT) inferiores a 9 m ni deben exceder los 45 m (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999).

³⁴ Ibídem

³⁵ Ibídem

Ya que la eficiencia del anclaje después de 45 m es reducida y se vuelve antieconómico. La longitud de las anclas está conformada por: la longitud libre (LL) y la longitud del bulbo (lb) y deben seleccionarse de tal forma que el bulbo se localice por debajo de la superficie crítica de falla para lograr un factor de seguridad adecuado en el diseño.³⁶ Ver figura 2.11.

Figura 2.11. Localización de los anclajes en el muro anclado.



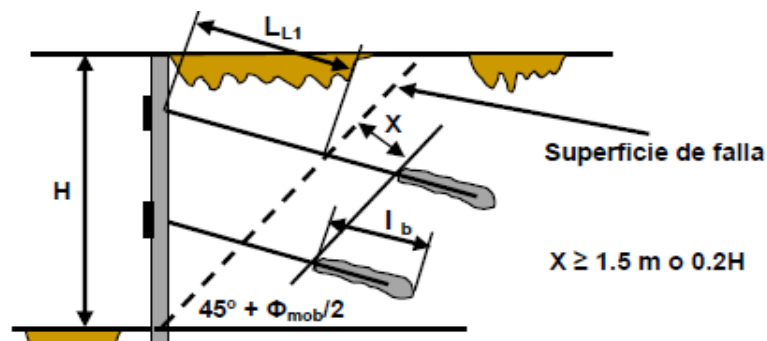
Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 28

En instalaciones normales de anclajes, especialmente aquellas asociadas con muros de retención, una longitud total de **12.5 m – 21.0 m** es bastante común, con una longitud de bulbo mínimo de **6 m**. En este rango, la economía del sistema es factible. Otra regla que debe tenerse en cuenta, es verificar la distancia vertical desde el punto entrada del ancla hasta el primer estrato adecuado de suelo. Si esta distancia excede los **30 m**, la viabilidad de un diseño económico del anclaje disminuye. La longitud del bulbo del anclaje **lb**, es la porción del anclaje que contribuye a la estabilidad del suelo retenido, debe ubicarse detrás de la superficie crítica de falla. Cualquier porción del anclaje que se ubique dentro de la superficie de falla o deslizamiento no podrá contribuir a la estabilidad del corte o excavación. Es por esto que es muy importante identificar y estimar la ubicación de dicha superficie crítica para determinar la longitud libre preliminar, **LL1**, del anclaje (Ver figura 2.12). El proceso aplicado en este capítulo es el propuesto por Rankine, que establece que debe asumirse una superficie crítica de falla que pasa por el fondo de la excavación y forma un ángulo de

³⁶ Ibídem

$45^\circ + \Phi_{mob}/2$ con respecto a la horizontal. La longitud del bulbo debe pasar detrás de esta superficie. Posteriormente, Peck recomendaría como medida de seguridad incrementar la longitud libre mínima de los anclajes en una distancia X , que deberá ser la que tenga el mayor valor de 1.5 m ó $H/5$, a partir de la ubicación de la superficie de falla, para asegurar que ninguna carga de la zona del bulbo se transfiera hacia la zona libre del anclaje.³⁷

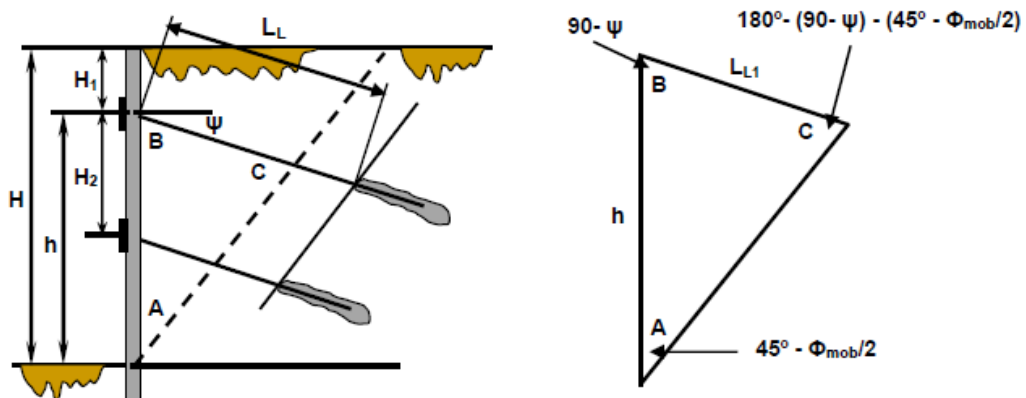
Figura 2.12. Localización de la superficie de falla crítica según Rankine.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 76

Para calcular la longitud libre del anclaje se usa la geometría (Ver figura 2.13).

Figura 2.13. Cálculo de longitud libre del anclaje



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 76

De la figura 2.13 y por ley de senos tenemos para el primer anclaje:

³⁷ Ibídem

$$\frac{\text{Longitud Libre1, } L_{L1}}{\text{sen}\left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)} = \frac{h}{\text{sen}\left[180^\circ - (90^\circ - \psi) - \left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)\right]}$$

Donde:

ϕ_{mob} = Ángulo de fricción interna del suelo por un factor de seguridad ($^\circ$)

L_{L1} = Longitud libre del anclaje con superficie de falla a $45^\circ + \phi_{mob}/2$ (m)

h = Altura desde base del muro hasta el anclaje en cuestión (m)

ψ = Ángulo de inclinación del anclaje ($^\circ$)

Entonces, la longitud libre del anclaje tomando en cuenta la consideración de Peck queda de la siguiente manera:

$$L_L = L_{L1} + X$$

Es importante destacar que cuando se diseñen muros anclados permanentes en arcillas, se debe revisar la condición a corto plazo, que representa la condición de resistencia no drenada ($\phi = 0^\circ$) y la de largo plazo, que es la condición drenada ($\phi \neq 0^\circ$), con la particularidad que para calcular la longitud libre de los anclajes, la condición a corto plazo será la que rija el proceso, dado que el ángulo al cual se ubique la superficie de falla será de 45° porque el ángulo de fricción interna es cero.³⁸

2.3.1.4.2.5.2 ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LAS ANCLAS

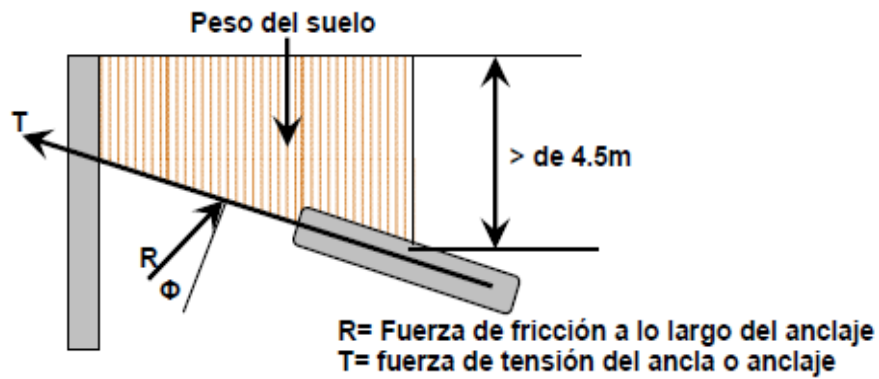
Para determinar el ángulo de inclinación de los anclajes se deben tener en cuenta, entre otros, los siguientes criterios:

Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo de **4.5 a 5 m** de sobrecarga de suelo para cables y de **3 a 4 m** para barras. Esta distancia debe ser medida desde el centro del bulbo para lograr una adecuada resistencia del suelo.³⁹ Ver figura 2.14.

³⁸ Ibídem

³⁹ Ibídem

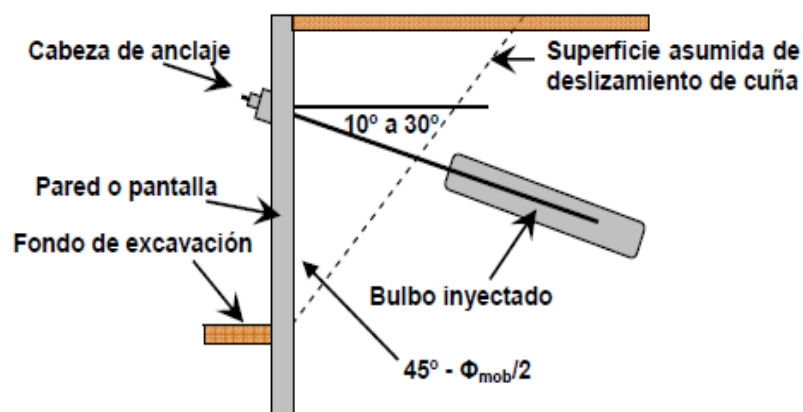
Figura 2.14. Sobrecarga mínima sobre hilera superficial de anclajes.



Fuente: Xanthakos, Ground Anchors And Anchored Structures, pág. 217

No es recomendable utilizar anclajes con ángulos superiores a **45°** con la horizontal, ya que se da una ligera disminución en la componente de la capacidad de carga horizontal de la fuerza del anclaje; por lo tanto, las fuerzas resistentes del muro pueden reducirse de manera significativa, además puede darse la penetración o punzonamiento de la pantalla de revestimiento en el estrato de apoyo, a causa del incremento de la componente vertical de la fuerza de anclaje.⁴⁰

Figura 2.15. Ángulo de inclinación idónea en el muro anclado



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 61

⁴⁰ Ibídem

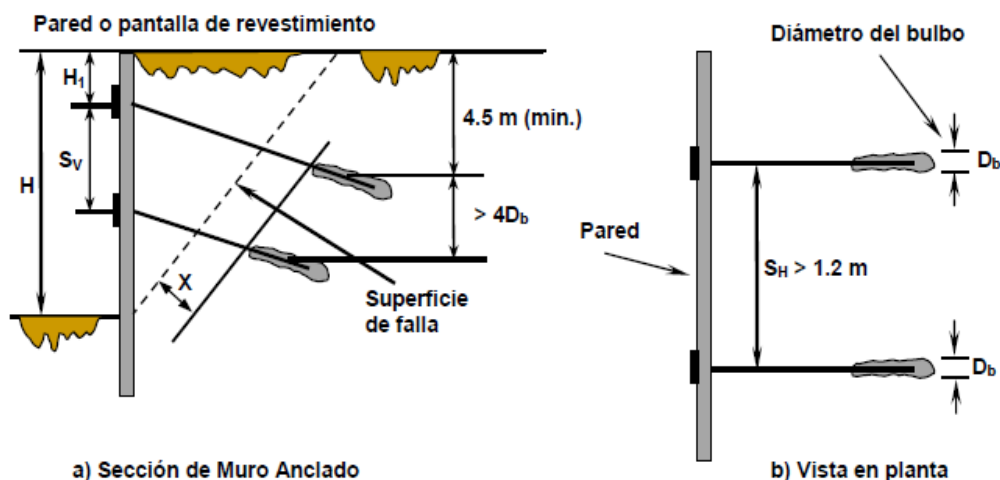
Por las razones anteriores, se recomienda que los ángulos de inclinación de las anclas con la horizontal, ψ , varíen de 10° a 30° (ver figura 2.15), ya que si el ángulo de inclinación es menor de 10° , se requerirán técnicas especiales de inyección del bulbo.⁴¹

2.3.1.4.2.5.3 ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE LAS ANCLAS EN SUELOS

La distancia horizontal y vertical de las anclas en suelos varía en función de requisitos específicos del proyecto y las limitaciones, que pueden incluir: necesidad de un sistema muy rígido (es decir, los anclajes muy próximos entre sí) para controlar los de la pared lateral, estructuras subterráneas existentes que pueden afectar la posición y la inclinación de los anclajes, además el tipo de elementos de pared vertical seleccionada para el diseño. Estas distancias (separaciones), son por lo general iguales para ambas direcciones. Con el fin de que no interfieran entre ellos, los bulbos inyectados deben separarse verticalmente una distancia superior a cuatro veces el diámetro efectivo del bulbo, D_b , considerando que las inclinaciones de los anclajes pueden diferir unas de otras.⁴²

Dicha separación se muestra en la figura 2.16 a).

Figura 2.16. Espaciamiento mínimo entre anclajes en el muro anclado.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 76

⁴¹ Ibídem

⁴² Ibídem

La separación vertical entre los anclajes en la pantalla de revestimiento, **SV**, puede ser calculada en función de la altura del voladizo del muro, **H1**, es decir donde se encuentra el primer anclaje, determinando espaciamientos iguales o casi iguales entre los diferentes niveles de anclajes a medida se avanza en la excavación. Con esto se pretende que la distribución de presiones y momentos flectores sea balanceada en toda la altura del muro **H**. En el ejemplo numérico de este capítulo se presenta el cálculo de las separaciones verticales en función de la altura del voladizo, que siempre debe ser menor que el valor calculado con el balance de momentos, aunque dicho balance no se conserve.

La distancia horizontal mínima entre los anclajes, **SH**, debe ser mayor de 1.2 m como se muestra en la figura 2.16 b). Esta distancia garantiza que los efectos de grupo entre las anclas de tierras adyacentes se reduzcan al mínimo y así se evita la intersección de anclajes debido a las desviaciones de perforación.⁴³

2.3.1.4.2.5.4 DIÁMETRO DEL AGUJERO DEL ANCLAJE

Esta parte depende principalmente del tamaño y del tipo de ancla, requerimientos de protección contra la corrosión, procedimientos de perforación y de las condiciones del suelo. Es importante notar, sin embargo, que un rango común para diámetros de agujeros perforados es de 75 mm – 150 mm (3-6 in). La protección contra la corrosión y el entubamiento del agujero (en algunos casos), influye en la elección del diámetro del agujero. Para una protección simple contra la corrosión, 27 cables pueden ser acomodados en un agujero de 150 mm, pero para doble protección, las tiras requerirán un agujero de 200 mm.⁴⁴

2.3.1.4.2.5.5 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE LOS ANCLAJES

Fuerzas de anclajes en suelo granular

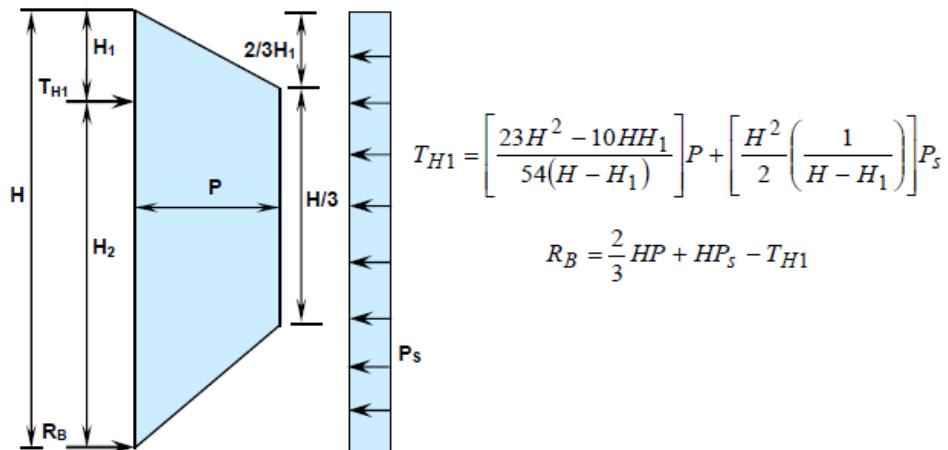
Para un muro con un nivel de anclajes en suelo granular y con sobrecarga (q_s) como se muestra en la figura 2.17, la fuerza en el anclaje y la reacción en la base se calculan de la siguiente manera: ⁴⁵

⁴³ Ibídem

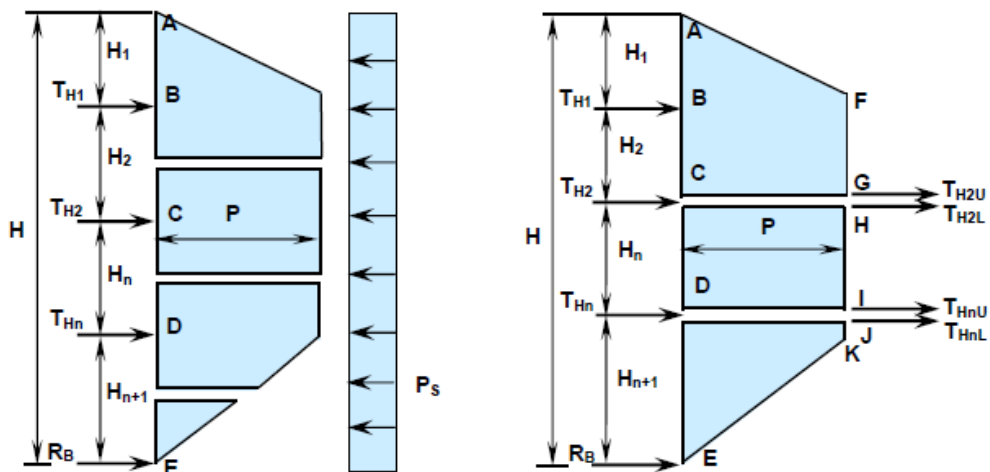
⁴⁴ Ibídem

⁴⁵ Ibídem

Figura 2.17. Muro con un nivel de anclajes en suelo granular.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 66
Figura 2.18. Métodos para calcular la fuerza de anclaje a diferentes niveles del muro



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 67

a) MÉTODO DEL ÁREA TRIBUTARIA b) MÉTODO DE BISAGRAS

$TH1$ = Calculada con $H1$ y $H2/2$
 $TH2$ = Calculada con $H2/2$ y $Hn/2$
 THn = Calculada con $Hn/2$ y $Hn+1/2$
 RB = Calculada con $Hn+1/2$

$TH1$ = Calculada como $\Sigma MC = 0$
 $TH2U$ = Presión total de tierras ABGF) - $TH1$
 $TH2L$ = Calculada como $\Sigma MD = 0$
 $THnU$ = Presión total (CDIH) - $TH2L$
 $THnL$ = Calculada como $\Sigma ME = 0$
 RB = Presión total - $TH1$ - $TH2$ - THn
 $TH2$ = $TH2U$ + $TH2L$
 THn = $THnU$ + $THnL$

Las fuerzas de anclaje en el suelo para aplicaciones de muros anclados que tengan más de un nivel de anclajes pueden estimarse a partir de las envolventes de presión aparentes de tierra, elaborados por Terzaghi y Peck. Los métodos más utilizados son el método de áreas tributarias y el método de la bisagra o rótula, los cuales se desarrollaron para permitir realizar manualmente los cálculos de los sistemas estáticamente indeterminados. Ambos métodos cuando se utilizan con los correspondientes diagramas de presión de tierra, proporcionan estimaciones razonables de las cargas de anclaje al suelo y momentos de flexión en la pared o pantalla de revestimiento para los sistemas anclados construidos en suelos competentes.

Las fórmulas utilizadas para el cálculo de los componentes horizontales de las fuerzas de anclajes de los diagramas de presión aparente, incluyendo sobrecarga uniforme con el método de áreas tributarias, son las siguientes:⁴⁶

$$T_{H1} = \left[\left(\frac{2}{3} \right) H_1 + \left(\frac{1}{2} \right) H_2 \right] \cdot P + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) \cdot P_s$$

$$T_{H2} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_2 + \left(\frac{1}{2} \right) H_n \right] \cdot P + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) \cdot P_s$$

$$T_{Hn} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_n + \left(\frac{23}{48} \right) H_{n+1} \right] \cdot P + \left(\frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) \cdot P_s$$

Y la fuerza de reacción en la base del muro se calcula como:

$$R_B = \left[\left(\frac{3}{16} \right) H_{n+1} \right] \cdot P + \left(\frac{H_{n+1}}{2} \right) \cdot P_s$$

En algunos casos, los muros construidos en materiales competentes, una fuerza de reacción, R_B , se asume que es soportada por la resistencia pasiva, si este es empotrado lo suficiente para generar dicha resistencia. En este caso, el anclaje inferior soporta la carga del área tributaria del diagrama aparente de presión y la fuerza de reacción es equivalente a la carga del diagrama desde la base de la excavación hasta la mitad de la altura entre la base y el anclaje

⁴⁶ Ibídem

inferior. Para los muros que penetran en los materiales débiles, puede que no desarrollen una resistencia pasiva suficiente por debajo de la base de la excavación para resistir la fuerza de reacción. En este caso el anclaje más bajo debe ser diseñado para soportar la carga descrita antes del diagrama de presiones, también debe absorber el valor de la carga de reacción en la base.⁴⁷

Fuerzas de anclajes en arcillas de consistencias rígidas a duras

Las fuerzas en los anclajes obtenidas de los diagramas de presión para suelos granulares son los mismos para suelos arcillosos rígidos o duros; por lo tanto, se debe remitir a ellas.⁴⁸

Fuerzas de anclajes en arcillas de consistencias blandas a medianamente blandas.

Para un muro con un solo nivel de anclajes y con una sobrecarga (**PS**), tenemos:

$$T_{H1} = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_s \left(H - \frac{1}{2}H_2 \right)$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_2 + \frac{1}{2}P_sH_2$$

Por otra parte, para un muro con varios niveles de anclajes y con la presencia de sobrecarga, las fuerzas en los anclajes se evalúan de la siguiente manera:

$$T_{H1} = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_s \left(H - \frac{1}{2}H_2 \right)$$

$$T_{H2} = \frac{1}{2}PH_2 + \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_s(H_2 + H_n)$$

$$T_{Hn} = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}PH_{n+1} + \frac{1}{2}P_s(H_n + H_{n+1})$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_sH_{n+1}$$

⁴⁷ Ibídem

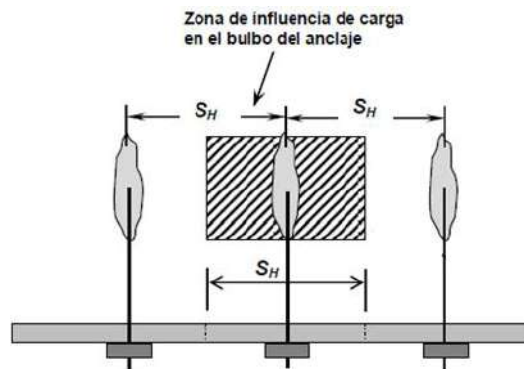
⁴⁸ Ibídem

Los valores calculados, utilizando las figuras 2.16 y 2.17 para las cargas de anclaje, son los componentes horizontales de la carga de anclaje por unidad de ancho de la pared, ***T_H***. Por lo tanto, la carga de anclaje, ***T_D***, para el diseño de la zona del bulbo en el anclaje (es decir, la fuerza de diseño). Se calcula como:⁴⁹

$$T_D = \frac{T_H \times S_H}{\cos \psi}$$

Donde ***S_H*** es la distancia horizontal entre los anclajes adyacentes y ***ψ*** es el ángulo de inclinación del anclaje con respecto a la horizontal. Ver figura 2.19.

Figura 2.19. Separación horizontal de los anclajes y zona de influencia de carga del anclaje.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 76

El componente vertical de la fuerza del anclaje, ***T_V***, se calcula de la siguiente manera:

$$T_V = T_D \text{sen } \psi$$

Donde:

T_V = Componente de diseño vertical de la carga del anclaje (KN)

T_D = Carga de diseño del anclaje (KN)

⁴⁹ Ibídem

2.3.1.4.2.5.6 CÁLCULO DE LONGITUD DEL BULBO DE INYECCIÓN

El primer paso para estimar la longitud de bulbo es encontrar la máxima carga permisible del ancla considerando la longitud máxima de bulbo que es de 12 m en suelos y de 10 m en rocas, luego verificar que la carga de diseño sea menor que la carga máxima permisible para encontrar la longitud mínima o necesaria del bulbo utilizando la carga de diseño. Las longitudes de bulbo en lugares con mayores restricciones de derecho de vía, pueden ser iguales a la distancia a partir del final de la longitud libre hasta 0.60 m dentro de la línea de derecho de vía.⁵⁰

Longitud del bulbo para anclajes en suelo

Para anclajes en el suelo, el rango de longitud de bulbo varía de **4.5 m a 12 m**. Para propósitos de diseño preliminar, la capacidad de carga última transferida por el bulbo hacia el suelo puede ser obtenida de la tabla 2.2 cuyos valores toman en cuenta la adherencia y fricción del suelo.⁵¹

TABLA 2.2. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y EL SUELO PARA ARENAS

TIPO DE SUELO	DENSIDAD RELATIVA (SPT)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
Arena y Grava	Suelta (5-10)	145
	Media (10-30)	220
	Densa (30-50)	290
Arena	Suelta (5-10)	100
	Media (10-30)	145
	Densa (30-50)	190
Arena y Limos	Suelta (5-10)	70
	Media (10-30)	100
	Densa (30-50)	130
Mezcla de Arena y Arcilla de baja plasticidad	Dura (30-60)	30
	Muy Dura (>60)	60

Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 70

⁵⁰ Ibídem

⁵¹ Ibídem

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de **2.0** ó mayor (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999)

$$T_{\max} = \frac{l_b Q_u}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_{\max} FS}{Q_u}$$

Donde:

Qu = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo del anclaje (KN/m)

Tmax = Carga máxima de diseño (KN)

FS = Factor de seguridad

lb = Longitud del bulbo del anclaje (m)

Longitud de bulbo para anclajes en rocas

Para anclajes en rocas, el rango más común para la longitud del bulbo varía de **3 m a 10 m**. La capacidad de carga última transferida del bulbo hacia la roca competente puede ser obtenida de la tabla 2.3.

La calidad de la roca para propósitos de ingeniería (particularmente para propósitos de resistencia) puede ser estimada mediante la recuperación de núcleos, tipo de roca, el RQD (Índice de la calidad de la roca), la orientación y frecuencia de las discontinuidades.⁵²

Algunos ensayos que se realizan para determinar la masa rocosa son: Clasificación de la masa rocosa (ASTM D 5878-00) y el esfuerzo a la compresión no confinada de la roca (ASTM D 2938-95).

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de **2** (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999).

⁵² Ibídem

Excepto para pizarras de arcillas que debe considerarse con un factor de seguridad de **3.0** por su baja capacidad de transferencia de carga. Estos altos valores del factor de seguridad son para asegurarse de cubrir las incertidumbres que están asociadas con discontinuidades potenciales en la masa rocosa.⁵³

TABLA 2.3. CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y EL SUELO PARA ROCAS

TIPO DE ROCA	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
GRANITO O BASALTO	730
CALIZA DOLOMÍTICA	580
CALIZA SUAVE	440
ARENISCA	440
PIZARRAS DURAS	360
PIZARRAS SUAVES	150

Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 74

Entonces, una vez calculada la longitud del bulbo, ya sea en suelo o en estratos rocosos, se determina la longitud total del anclaje, que está conformada por la longitud libre, **LL**, y la longitud del bulbo adherente, **lb**, respectivamente:⁵⁴

$$L_T = L_L + l_b$$

Estas longitudes del bulbo deben ser comparados con las ecuaciones de capacidad última de los anclajes, **Pu**, presentados por Weatherby; En donde dicho valor debe ser considerado como la carga de diseño, **TD**, multiplicada por un factor de seguridad (**FS = 2.0**).⁵⁵

⁵³ Ibídem

⁵⁴ Ibídem

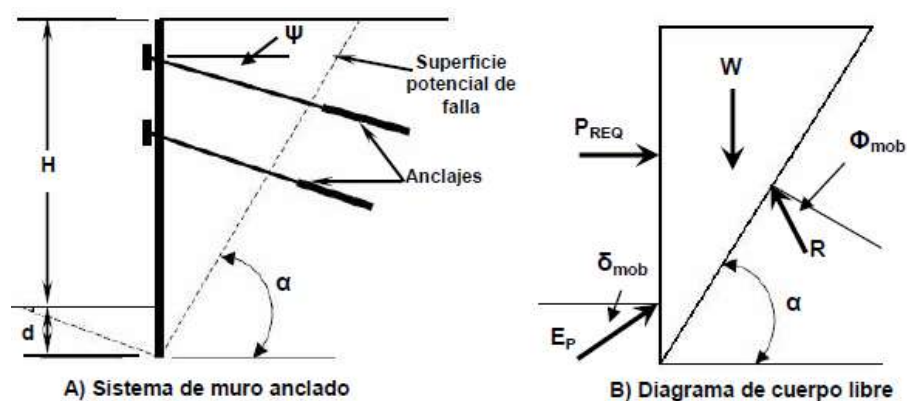
⁵⁵ Ibídem

2.3.1.4.2.6 ESTABILIDAD GLOBAL DE UN MURO ANCLADO

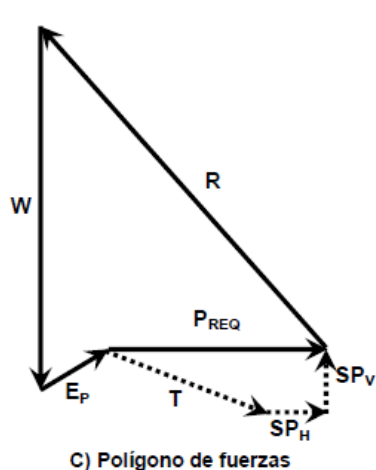
2.3.1.4.2.6.1 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD INTERNA DEL SISTEMA DEL MURO ANCLADO

Puede utilizarse el método de equilibrio de fuerzas mediante el análisis de una cuña de suelo deslizante para encontrar la carga total horizontal necesaria para proveer estabilidad a una excavación o corte. Un ejemplo de una superficie de falla, el diagrama de cuerpo libre y el diagrama de vectores de fuerzas que actúan en dicha cuña se muestran en la figura 2.20 para un muro de altura H con suelo detrás y delante de la pantalla de revestimiento, caracterizado por un ángulo de fricción efectivo, ϕ_{mob} . Se asume que la superficie crítica potencial de falla pasa delante de la zona del bulbo de tal manera que las cargas completas del ancla contribuyan a la estabilidad del muro. La resistencia al corte del suelo es afectada por un factor de seguridad, tal que $\phi_{mob} = \tan^{-1}(\tan\phi/FS)$. Se asume que la resistencia pasiva movilizada se desarrolla con la altura total empotrada del muro, d . Para la superficie de falla asumida, el ángulo de fricción interna de la interfaz, δ_{mob} igual a ϕ_{mob} puede ser usado para calcular el coeficiente de presión pasiva de tierra.⁵⁶

Figura 2.20. Método de equilibrio de fuerzas para estabilidad de muros anclados.



⁵⁶ Ibídem



TERMINOLOGÍA

H	=	Altura del muro (m)
d	=	Profundidad de empotramiento (m)
W	=	Peso del suelo (KN/m)
R	=	Componente friccionante de la resistencia del suelo (KN/m)
P_{REQ}	=	Carga de presión necesaria para estabilizar el corte (KN/m)
E_P	=	Fuerza resultante de presión pasiva (KN/m)
T	=	Fuerza total del anclaje (KN/m)
SP_H	=	Fuerza horizontal resistente del muro (KN/m)
SP_V	=	Fuerza vertical resistente del muro (KN/m)
Φ	=	Ángulo de fricción interna del suelo (°)
δ_{mob}	=	Ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro (°)
ψ	=	Ángulo de inclinación de las anclas (°)
α	=	Ángulo de inclinación de superficie potencial de falla (°)

Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 61

En el análisis, **P_{REQ}** representa la fuerza horizontal externa requerida para estabilizar un corte vertical. Esta fuerza representa la resistencia combinada que produce la componente horizontal de la fuerza en el anclaje, **TDcosψ** y la resistencia lateral producida por la parte empotrada del muro, **SP_H**. La suposición de que **P_{REQ}** es horizontal implica que la resistencia vertical producida por la parte empotrada del muro, **SP_V**, es igual en magnitud y opuesta a la componente vertical de la carga en el anclaje, **TDsinψ**. La fuerza requerida **P_{REQ}** es calculada así:⁵⁷

$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha - \tan \beta} - K_{Pmob} \xi^2 \left(\sin \delta_{mob} + \frac{\cos \delta_{mob}}{\tan(\alpha - \phi_{mob})} \right) \right] \tan(\alpha - \phi_{mob})$$

La solución es iterativa para encontrar el ángulo de la superficie potencial de falla "**α**" (generalmente se encuentra próximo al valor de **45°+Φmob/2** y la altura empotrada "**d**" hasta que el valor más grande de **P_{REQ}** sea encontrado. El valor para **K_{Pmob}** en la ecuación anterior está basada suponiendo que la falla que surge en la parte inferior del corte de la parte pasiva del suelo tiene la forma de una espiral logarítmica. El coeficiente pasivo, **K_{Pmob}**, puede ser obtenido para una solución de espiral logarítmica. La carga **P_{REQ}** puede ser convertida a una envolvente de presión aparente para calcular las cargas de las anclas y la resultante en la base.⁵⁸

⁵⁷ Ibídem

⁵⁸ Ibídem

Simplificación de la estabilidad interna según Terzaghi y Peck

Este puede ser determinado con la ecuación de la carga de presión total de la tierra determinada por métodos clásicos de carga de presión aparente de tierras de Terzaghi y Peck y solo puede ser utilizado para un diseño sin control de desplazamientos, es decir cuando se diseña para condiciones activas ($FS = 1.3$). El ángulo ϕ_{mob} , es el único valor que puede ser usado por el análisis de equilibrio límite para obtener una carga total, P_{REQ} , utilizado en la ecuación de Rankine. De igual manera, la carga total puede ser obtenida por los diagramas aparentes de presión de Terzaghi y Peck.⁵⁹

- Por los métodos clásicos de Rankine

$$P_{REQ} = 0.5K_{Amob}\gamma H^2$$

- Por Terzaghi y Peck

$$P_{REQ} = 0.65K_A\gamma H^2$$

Igualando las ecuaciones anteriores tenemos ($0.65K_A = 0.5K_{Amob}$), ϕ_{mob} puede determinarse como:

$$\tan\left(45 - \frac{\phi_{mob}}{2}\right) = 1.3 \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow \phi_{mob} = 2\left[45 - \tan^{-1}\left(\sqrt{1.3} \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right)\right]$$

Entonces, el factor de seguridad para la estabilidad interna es:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}} = 1.3$$

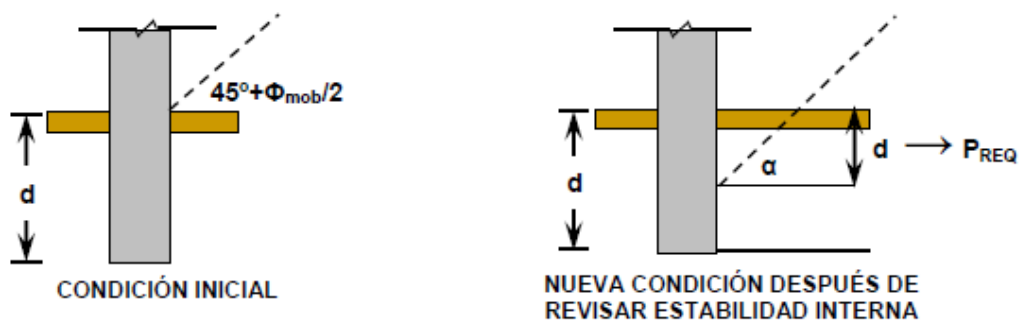
⁵⁹ Ibídem

Los valores de **PREQ** deben ser iguales o menores que la carga total calculada previamente para el diseño del muro anclado, ya que estos son los valores mínimos estabilizar el corte.

Comentario sobre la longitud libre en estabilidad interna

Luego de realizar el cálculo de la estabilidad interna del muro anclado, es importante revisar la longitud libre propuesta en la parte inicial del diseño, con la condición que ahora la nueva superficie de falla debe pasar a una inclinación α , determinada en base a un valor de d , el cual estará representado por la profundidad de empotramiento a la cual se registra el *mayor valor de PREQ*.⁶⁰ Ver figura 2.21.

Figura 2.21. Ubicación de superficie de falla en condición inicial y luego de estabilidad interna.



Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-2001), 2001, pág. 31

En el caso que la longitud inicial calculada sea menor que la calculada por estabilidad interna, entonces debe recalcularse con la nueva superficie de falla y siempre debe adicionarse el valor de X (el mayor valor de $1.50 m$ y $0.2H$).⁶¹

⁶⁰ Ibídem

⁶¹ Ibídem

2.3.1.4.2.6.2 ESTABILIDAD EN LA BASE DEL MURO PARA SUELOS ARCILLOSOS

Los modos de falla más comunes en lo que concierne a este tipo de estabilidad incluyen el efecto de levantamiento en la base de excavaciones que se generan en suelos cohesivos y el efecto de erosión para excavaciones en suelos no cohesivos. El levantamiento ocurre cuando los suelos en la base de la excavación son relativamente débiles comparados a las presiones inducidas por el lado de la excavación que está retenida. El efecto de levantamiento puede ser un tema crítico para sistemas temporales anclados construidos en arcillas de consistencia suave a media, pero no es considerado crítico para otros tipos de suelo.⁶²

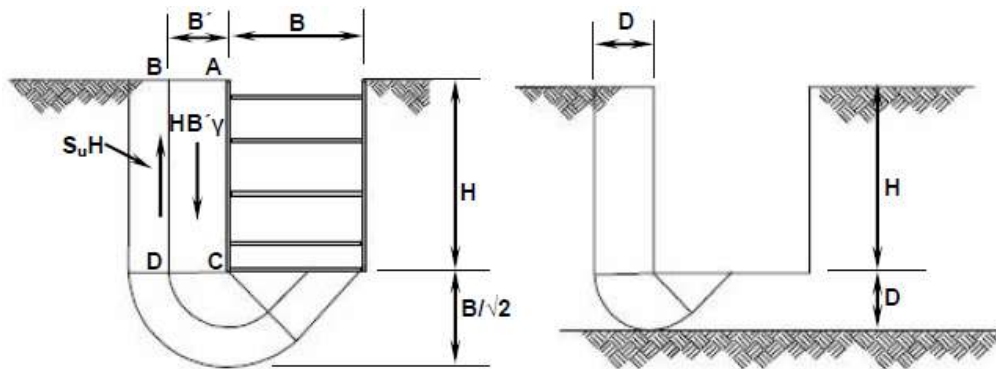
Evaluación del efecto de levantamiento en el fondo de la excavación para arcillas blandas a arcillas medianamente blandas

Un efecto significativo de levantamiento en la base y los aumentos sustanciales en las presiones laterales de la tierra ocurren cuando el peso del suelo retenido se acerca o excede la capacidad de carga del suelo en la base de la excavación. Los métodos tradicionales para evaluar el efecto de levantamiento en la base están basados en el funcionamiento de excavaciones apuntaladas en arcillas de consistencias suaves a medias. Estos métodos de análisis de excavaciones apuntaladas probablemente producirán resultados conservadores para muros anclados dado que el mecanismo de falla no considera la resistencia al corte proporcionado por el anclaje. La figura 2.22, muestra una excavación apuntalada de profundidad " H " y un ancho " B ". El bloque de suelo retenido ejerce una presión vertical " q " sobre la línea " CD " igual a su peso menos la resistencia al corte del suelo a lo largo del plano " BD ". La capacidad de soporte de un suelo cohesivo es igual a $Ncsu$, donde NC es el factor por capacidad de carga.⁶³

⁶² Ibídem

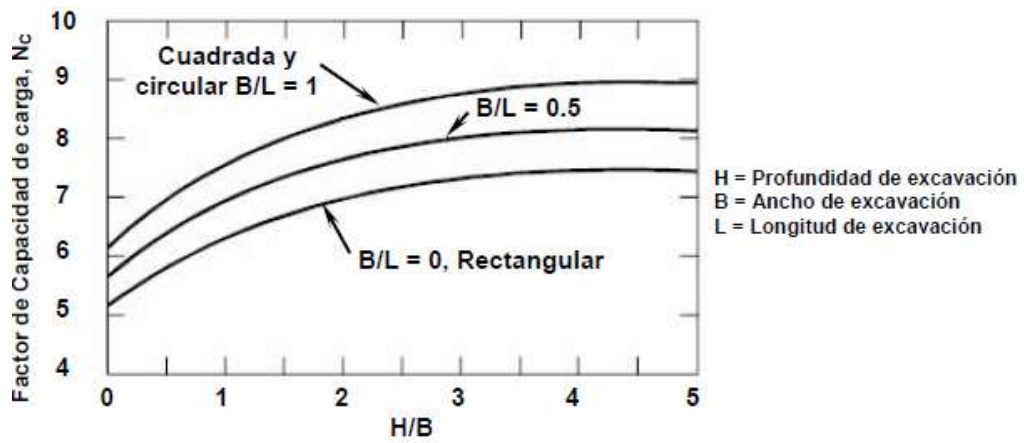
⁶³ Ibídem

Figura 2.22. Perfil de asentamientos de tierras detrás del muro anclado.



a) Planos de falla en excavaciones de arcillas suaves

b) Plano de falla, estrato duro debajo de la excavación



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 106

$$FS = \frac{N_c s_u}{H \left(\gamma - \frac{s_u}{B'} \right)}$$

Basándose en la geometría de la superficie de falla, B' no debe exceder $B/\sqrt{2}$. Además, el mínimo factor de seguridad para la ecuación anterior es:

$$FS = \frac{N_c s_u}{H \left(\gamma - \frac{s_u \sqrt{2}}{B} \right)}$$

El ancho, B' , está restringido si un estrato rígido está cerca del fondo del corte. Para este caso, B' es igual a la profundidad D . Sustituyendo D por B' nos queda:

$$FS = \frac{N_c s_u}{H \left(\gamma - \frac{s_u}{D} \right)}$$

En relación a diseños de muros anclados en depósitos superficiales, la ecuación anterior puede ser usada sin problemas. Sin embargo, en depósitos de moderadas profundidades donde el ancho de la excavación es muy grande, la contribución de la resistencia al corte en el exterior del bloque de falla es insignificante y las ecuaciones anteriores se reducen a:⁶⁴

$$FS = \frac{N_c}{\frac{\gamma H}{s_u}} = \frac{N_c}{N_s} \quad \text{Dónde: } N_s = \frac{\gamma H}{s_u}$$

Donde N_s es el número de estabilidad.

El factor de capacidad de carga usado en la ecuación anterior es afectado por la relación de altura/ancho (H/B) y por las dimensiones del corte (B/L). Los valores del factor de capacidad de carga, N_c , propuesto por Janbu et al. (1956) para el análisis de equilibrio pueden ser usados en la ecuación anterior y se muestran en la figura 2.22. Note que en esta figura los valores de N_c son mayores para excavaciones construidas en longitudes cortas comparados con la longitud entera de excavación. La práctica corriente dice que debe usarse un factor mínimo de seguridad contra el efecto de levantamiento en la base de **2.5** para instalaciones permanentes y **1.5** para instalaciones de soporte temporal de excavaciones. Cuando el factor de seguridad disminuye, las cargas de tierra sobre el ancla más baja aumentan. Los factores de seguridad debajo de estos valores indican que procedimientos más rigurosos como los métodos de equilibrio límite o el método de Henkel deberían ser usados para evaluar presiones de tierra de diseño.⁶⁵

⁶⁴ Ibídem

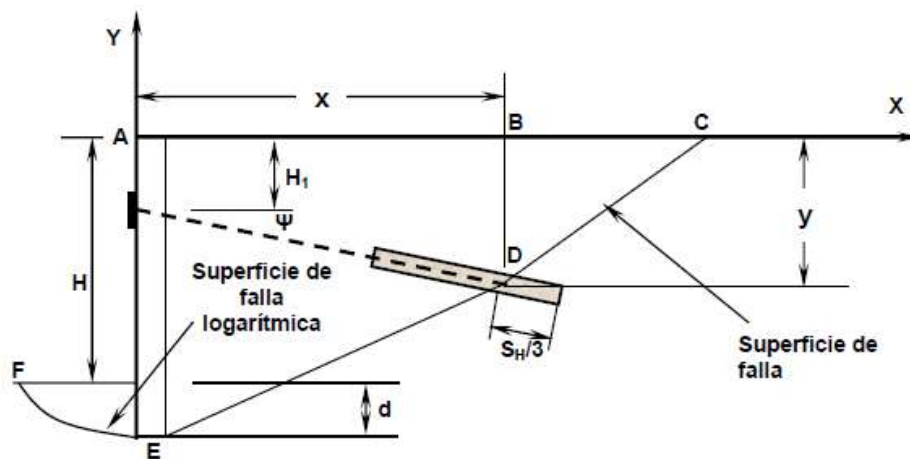
⁶⁵ Ibídem

2.3.1.4.2.6.3 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA

La aproximación simplificada de la estabilidad externa esta descrita en la FHWA-RD- 98-065 en la cual se trata la estabilidad externa del muro anclado en un estrato de suelo homogéneo y que posee una sobrecarga uniforme, la cual es transformada a altura de suelo equivalente (n). Ver figura 2.23.

La estabilidad externa de un sistema de muro anclado es determinada asumiendo que el plano potencial de deslizamiento pasa detrás del ancla y en la parte inferior de la pared. Ya que las anclas son espaciadas a una distancia horizontal, SH (en planta), la superficie de falla potencial puede asumir una forma tridimensional, más que la forma de 2-D usada con una base idealizada para el análisis siguiente, sin embargo, es una buena aproximación y muy conservadora, cuando una superficie de 2-D es usada para aproximar una superficie de falla en 3-D, comúnmente es asumido que dicha superficie atraviesa el bulbo desde la parte inferior a una distancia $SH/3$.⁶⁶

Figura 2.23. Superficies de falla asumida para la estabilidad externa.

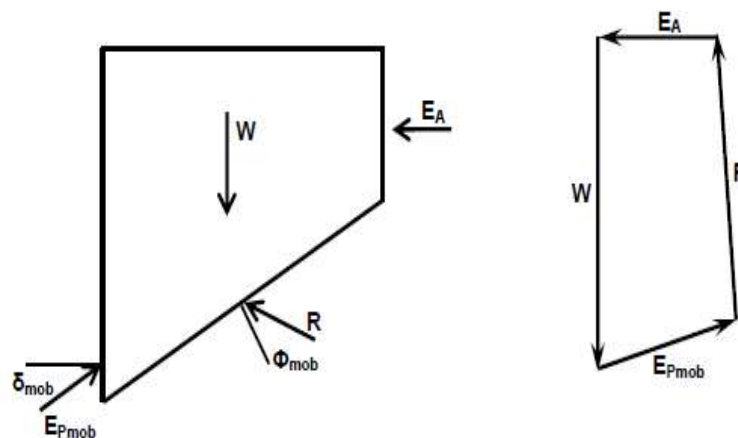


Fuente: Strom & Ebeling, Methods used in tieback wall design and construction to prevent local anchor failure, pág. 18

⁶⁶ Ibídem

Las fuerzas que se muestran sobre la masa de suelo son observadas en el diagrama de vectores (figura 2.24) y actúan sobre el área ABCDEF de la figura 2.23. De estas fuerzas, el peso de la masa de suelo actúa hacia abajo con una magnitud igual a W . Sobre la cara izquierda (AE), la resistencia pasiva del suelo movilizada, EP_{mob} , actúa en un ángulo movilizado de fricción entre suelo y muro, δ_{mob} , por lo que el coeficiente de presión pasiva movilizada KP_{mob} se puede calcular con la fórmula convencional de Coulomb tomando algunas consideraciones. También puede ser hallado con la figura 2.25, propuesta por Caquot y Kerisel. El empuje activo, EA , se asume que actúa sobre la cara derecha vertical (BD), detrás de la superficie de falla y es calculada con la teoría de Rankine. Sobre la cara inferior (DE), la resistencia de suelo actúa en un ángulo, ϕ_{mob} , perpendicular al plano de falla. El ángulo de fricción de interfaz, δ , se asume con un valor de cero para la presión activa del suelo, EA . Por lo que $\delta = \delta_{mob} = \phi_{mob}$.⁶⁷

Figura 2.24. Fuerzas que actúan sobre la cuña detrás del muro anclado.



Fuente: Strom & Ebeling, Methods used in tieback wall design and construction to prevent local anchor failure, págs. 19,20

⁶⁷ Ibídem

El factor de seguridad para la estabilidad externa (FS), se obtiene realizando una sumatoria de las fuerzas en ambas direcciones como se muestra a continuación:

- Sumatoria de fuerzas horizontales:

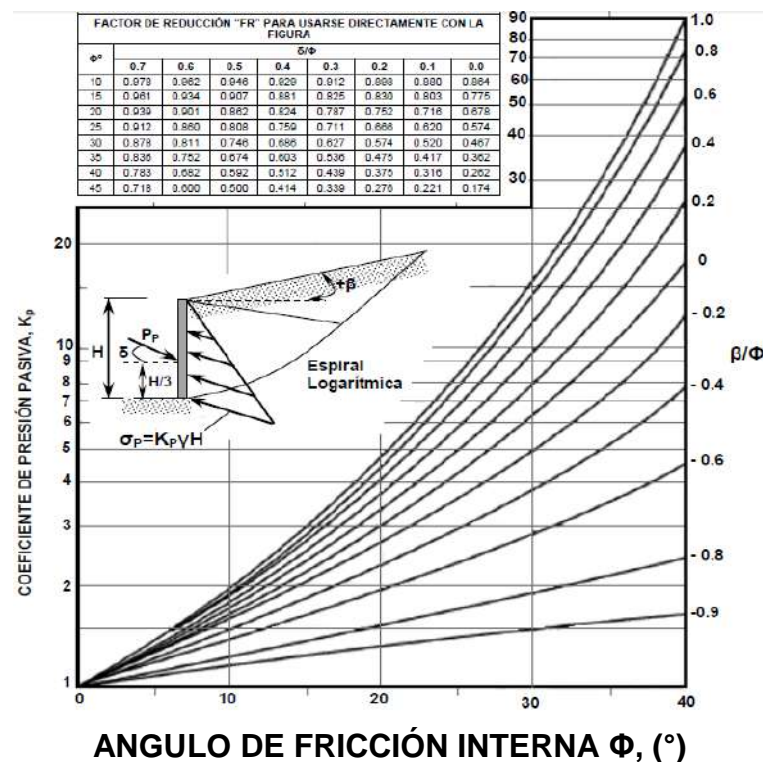
$$\sum F_x = E_A - E_{Pmob} \cos(\delta_{mob}) - R \text{sen}(\phi_{mob} - \alpha) = 0$$

- Sumatoria de fuerzas verticales:

$$\sum F_y = W - E_{Pmob} \text{sen}(\delta_{mob}) - R \cos(\phi_{mob} - \alpha) = 0$$

El empuje pasivo, **EP**, es calculado asumiendo una superficie de falla logarítmica; por lo que el coeficiente de resistencia pasiva efectiva o movilizado es planteado de la figura 2.25.⁶⁸

Figura 2.25. Diagrama para el cálculo del coeficiente pasivo con curvas $\delta/\Phi = -1$.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 40

Nótese que la gráfica anterior está dada para valores de $\delta/\phi = -1$ o $\delta_{mob}/\phi_{mob} = -1$; es decir para valores de $\phi = \delta$ y $\phi_{mob} = \delta_{mob}$, es por ello, que no es necesario utilizar los factores de reducción (**FR**), a menos que existan relaciones de $\phi = \delta < -1$. La combinación de las dos ecuaciones anteriores es utilizada para obtener la ecuación de equilibrio límite, en donde se obtiene el ángulo ϕ_{mob} , que genera el equilibrio.⁶⁹

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob} \xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob} \xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob} \lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} = 0$$

Donde:

$$X = \frac{x}{H}, \quad \lambda = \frac{y}{H}, \quad \xi = \frac{a}{H}$$

Encontrando el factor de seguridad para la estabilidad externa es:

$$FS = \frac{\text{Tan}(\phi)}{\text{Tan}(\phi_{mob})} \geq 1.3 \text{ ó } 1.5$$

Es de hacer notar que la ecuación de estabilidad externa, es extremadamente sensible a los pequeños cambios en el plano de falla, por lo tanto, lo serán también ante pequeños cambios de “x” o “y”. Ver figura 2.23. Cuando la construcción del muro se realice en estratos rocosos u otros materiales bastante competentes, la superficie de falla pasa justamente en la esquina del fondo del corte de la excavación. Por lo tanto, la ecuación anterior aplica, con la condición que debe omitirse la resistencia pasiva que se genera en la parte empotrada del muro.⁷⁰

$$X(1 + \lambda) - \frac{K_A \lambda^2}{\tan(\phi - \alpha)} = 0 \quad \text{En donde: } \alpha = \tan^{-1} \left[\frac{(1 - \lambda)}{X} \right]$$

⁶⁹ Ibídem

⁷⁰ Ibídem

Observaciones sobre las superficies de falla para presión pasiva en análisis de la estabilidad interna y externa de muros anclados

Las teorías de Rankine y Coulomb se fundamentan en superficies planas de falla; sin embargo, en muros con presencia de fuerzas de fricción, estos fundamentos tienen ciertas limitantes en la práctica. Pero tomando en cuenta ciertas consideraciones, se pueden obtener resultados similares a los reales esperados. La naturaleza de las superficies de falla reales en el suelo difiere un poco, ya que son curvas y no planas como establece Coulomb. Sin embargo, aunque las superficies reales de falla en el suelo para el caso de las presiones y empujes en condiciones activas son diferentes con respecto a las calculadas con Coulomb, los resultados no varían demasiado, por lo que la aproximación de Coulomb es válida y puede ser utilizada. En el caso de los empujes y presiones en *condiciones pasivas*, si el ángulo δ crece a valores mayores o diferentes de $2/3\Phi$, el método de Coulomb da valores erróneos, lo que conduce a calcular presiones y empujes pasivos mucho más grandes que los que en realidad genera la resistencia del suelo, conllevando a un posible sub-dimensionamiento en estructuras de retención. En el gráfico elaborado por Caquot y Kerisel, cuyas curvas están elaboradas para valores de $\delta_{mob} = \Phi_{mob}$ ó $\delta = \Phi$, se pueden obtener los coeficientes de presión pasivos para suelos granulares con cohesión nula. La razón por el cual se pueden utilizar estos valores de $\delta = \Phi$ es porque la superficie de falla asumida es de carácter curva (espiral logarítmica), lo que genera mejores aproximaciones a las condiciones reales de falla en el suelo, aunque el valor de δ sea tan grande como Φ . Además, a partir de estas curvas se pueden obtener valores de **KP** para relaciones diferentes de δ/Φ que sean menores que la unidad (nunca mayor) con sólo aplicar un factor de reducción **FR**. Por otra parte, si se decide utilizar los fundamentos teóricos de Coulomb para calcular únicamente el valor de **KP** que está involucrado en las ecuaciones de estabilidad interna y externa, se recomienda utilizar un valor de $\delta = (2/3)\Phi$ y no de $\delta = \Phi$, independientemente sea Φ ó Φ_{mob} para generar una aproximación más conservadora y estar del lado de la seguridad para evitar que se calculen presiones y empujes pasivos que serán de magnitudes erróneas.⁷¹

⁷¹ Ibídem

Comentario sobre la longitud libre en estabilidad externa

Al igual que en la estabilidad interna, para la estabilidad externa también se debe corroborar las longitudes totales de los anclajes, ya que de ellas dependerá que se encuentre el valor de Φ_{mob} que genere un factor de seguridad mayor o igual al propuesto en el comienzo del análisis. Si se necesitara aumentar la longitud libre de los anclajes, ya no sería necesario revisarlo por estabilidad interna, ya que sería el cálculo por estabilidad externa el que regiría el diseño, hasta que se revise la condición sísmica.⁷²

2.3.1.4.2.6.4 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL EMPOTRAMIENTO DE UN MURO ANCLADO

Determinación de la profundidad del empotramiento en suelos cohesivos

Para los suelos cohesivos, debe analizarse la condición a corto y largo plazo para determinar la profundidad de empotramiento del muro anclado. El análisis consiste en revisar si la resistencia pasiva movilizada es suficiente para resistir la reacción en el pie del muro multiplicada por un factor de seguridad mínimo de **1.5**.⁷³

Condición a corto plazo (no drenada, $\Phi = 0^\circ$, $su \neq 0$)

Para un muro continuo y bajo esta condición, el empuje pasivo, **EP**, por unidad de longitud de muro es la siguiente:

$$E_p = (2s_u + \gamma d + 2s_u) \frac{d}{2} = 2s_u d + \frac{\gamma d^2}{2}$$

⁷² Ibídem

⁷³ Ibídem

De acuerdo a Strom & Ebeling (2001), la presión de Rankine debe ser aplicada en el otro lado del muro; es decir, en la parte retenida. Entonces, la resistencia neta está dada por la siguiente expresión:

$$E_p - E_A = FS \bullet R$$

En donde el factor de seguridad **FS** es **1.5**, la variable **R** debe de estar en unidades de fuerza por unidad de longitud, la cual se obtiene de las envolventes de presión de Terzaghi y Peck desarrolladas en las secciones anteriores. El empuje activo, **EA**, se determina mediante la siguiente ecuación:⁷⁴

$$E_A = \left[\gamma H + 2s_u + \gamma(H + d) - 2s_u \right] \frac{d}{2} = \left[(\gamma H - 2s_u)d + \frac{\gamma d^2}{2} \right]$$

Entonces, la resistencia neta queda de la siguiente manera:

$$E_p - E_A = 4s_u d - \gamma H d$$

Condición a largo plazo (drenada, $\Phi \neq 0^\circ$, $s_u = 0$)

Bajo esta condición, el empuje o fuerza pasiva por unidad de longitud de muro, **EP**, es:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma d^2$$

En donde, de manera conservadora asumimos cero el valor del ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro (**$\delta = 0^\circ$**); haciendo factible utilizar la expresión propuesta por Rankine para el cálculo del coeficiente de presión pasiva:⁷⁵

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

La resistencia neta es:

$$E_p - E_A = FS \bullet R$$

⁷⁴ Ibídem

⁷⁵ Ibídem

Donde el factor de seguridad es **1.5**. El empuje activo por unidad de longitud de muro, **EA**, está dada por la siguiente fórmula:

$$E_A = K_A [\gamma H + \gamma(H + d)] \frac{d}{2} = K_A \left[(\gamma H)d + \frac{\gamma d^2}{2} \right]$$

Asumiendo cero el ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro ($\delta = 0^\circ$) y utilizando la teoría de Rankine, tenemos:

$$K_P = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

La resistencia neta queda definida de la siguiente manera:¹

$$E_P - E_A = \frac{1}{2} K_P \gamma d^2 - K_A \left[(\gamma H)d + \frac{1}{2} \gamma d^2 \right]$$

Posteriormente, esta profundidad deberá compararse con la profundidad de empotramiento recomendada en el análisis de estabilidad interna del muro anclado y se tomará la más grande.⁷⁶

Determinación de la profundidad del empotramiento en suelos granulares

Para los suelos granulares, se realizará el mismo análisis que para las arcillas bajo condición a largo plazo; es decir, el ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , será diferente de cero y la resistencia al corte, **su**, será nula.

Posteriormente, esta profundidad deberá compararse con la profundidad de empotramiento recomendada en el análisis de estabilidad interna del muro anclado y se tomará la más grande.⁷⁷

⁷⁶ Ibídem

⁷⁷ Ibídem

2.3.1.4.2.6.5 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD INTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA

Los muros anclados pueden ser evaluados con las teorías de diseño por sismo convencionales. Es por esto que los empujes laterales de tierra, incluyendo los efectos sísmicos, pueden ser evaluados con la teoría de Mononobe – Okabe, la cual es una extensión de la teoría de Coulomb. La teoría de Mononobe – Okabe establece las siguientes asunciones:⁷⁸

- El empuje activo total actúa detrás del muro anclado.
- El muro es considerado como un elemento rígido, lo que indica que la aceleración del suelo es transmitida totalmente al sistema.
- El movimiento del muro induce presiones activas de tierra detrás del muro.
- El relleno está completamente drenado y es un suelo sin cohesión.

De acuerdo a Ebeling y Morrison, una forma más general de expresar el empuje activo total o combinado detrás del sistema de suelo reforzado se consigue mediante la utilización de la siguiente expresión:⁷⁹

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \right\}$$

Donde:

EAE = Fuerza total de empuje activo combinado (KN/m)

KAE = Coeficiente de presión de tierras activo combinado

qS = Presión de sobrecarga (KN/m²)

θ = Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)

β = Ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)

γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)

⁷⁸ Ibídem

⁷⁹ Ibídem

La ecuación anterior expresa la suma del empuje activo gravitacional con el empuje debido a la acción sísmica, por lo que el empuje sísmico (**EE**) se logra obtener de la diferencia entre el empuje activo combinado (**EAE**) y el empuje activo gravitacional (**EA**).⁸⁰

$$E_{AE} = E_A + E_E \Rightarrow E_E = E_{AE} - E_A$$

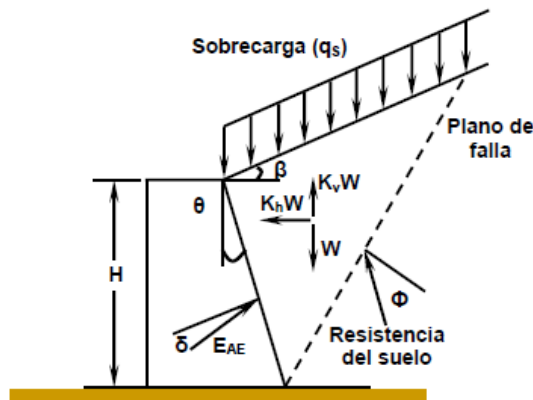
Donde:

EAE = Fuerza total de empuje activo combinado (KN/m)

EA = Fuerza total de empuje activo (KN/m)

EE = Fuerza total de empuje sísmico (KN/m)

Figura 2.26. Análisis de un muro bajo condiciones de sismo.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 115

En el caso de un muro común (ver figura 2.26), la ecuación para calcular el coeficiente de presiones activas combinadas, **KAE**, utilizando Mononobe–Okabe es la siguiente:⁸¹

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

⁸⁰ Ibídem

⁸¹ Ibídem

En donde el ángulo que relaciona el coeficiente sísmico horizontal y vertical (ω_1), se calcula de la siguiente manera:

$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

Donde:

ω_1 = Ángulo de relación entre el coeficiente sísmico horizontal y vertical (°)

k_h = Coeficiente sísmico horizontal

k_v = Coeficiente sísmico vertical

Selección de los coeficientes sísmicos

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 2.27. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica. Los coeficientes de aceleración sísmica vertical y horizontal se muestran en la tabla 2.4.

Figura 2.27. Zonas sísmicas en el Perú.



Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 5

TABLA 2.4. COEFICIENTES PARA DISEÑO POR SISMO

ZONA	COEFICIENTE SÍSMICO HORIZONTAL, kh	COEFICIENTE SÍSMICO VERTICAL, kv
4	0.45	0
3	0.35	0
2	0.25	0
1	0.1	0

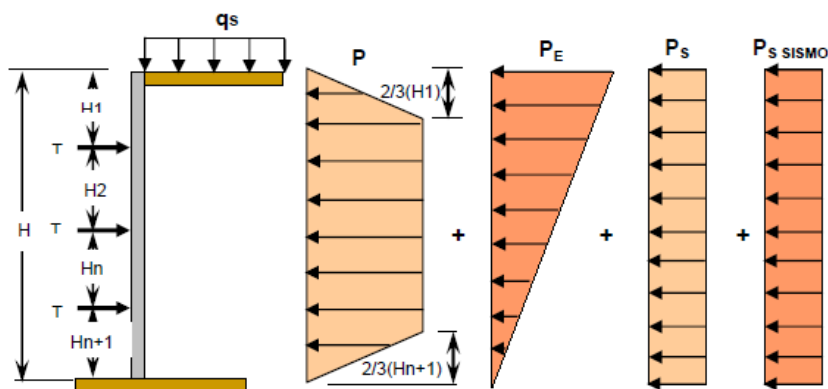
Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 5

Como ya se conoce, el punto de aplicación del empuje activo gravitacional se ubica a un tercio de la altura del muro detrás de la zona de suelo que está anclada; mientras que el empuje por sismo se ubica a dos tercios de la altura del muro, al igual que en la condición en reposo, la carga total de tierra por condición activa (Empuje activo) se transforma a un diagrama de presión de tierra trapezoidal:⁸²

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}} = \frac{\frac{1}{2}K_A \gamma H^2}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Entonces, la nueva configuración de diagramas se muestra en la figura 2.28:

Figura 2.28. Diagramas de presión actuantes para la condición sísmica.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 129

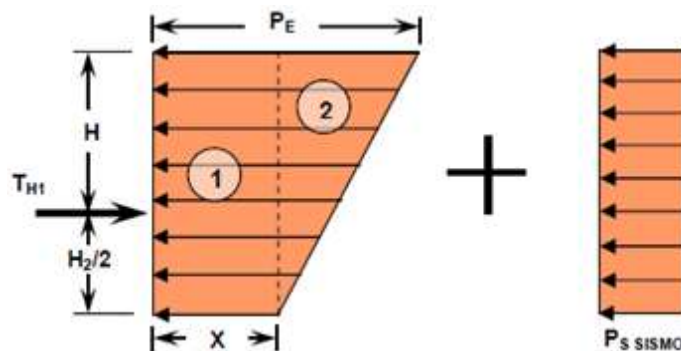
⁸² Ibídem

Como se observa en la figura 2.28, lo que se transformó fue solamente el empuje activo, dejando el empuje por sismo tal y como es concebido. Entonces, se procede a calcular las fuerzas en la primera fila de anclajes (voladizo) con las mismas expresiones que se dedujeron para la condición en reposo (incluyen sobrecarga), con la salvedad que ahora la presión que estabiliza el corte (**P**) no estará en reposo, sino que en condición activa:⁸³

$$T_{H1AQ} = \left(\frac{2}{3}H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) P + \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) P_s$$

El cálculo de la fuerza horizontal de la primera fila de anclajes por acción del sismo se calcula también usando el método de áreas tributarias como se muestra en la figura 2.29.

Figura 2.29. Diagramas de presión actuantes para la condición sísmica.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 130

Entonces, la fuerza horizontal **sin sobrecarga** se calcula así:

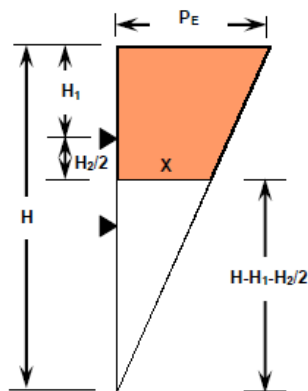
$$T_{H1E} = X \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) + \frac{1}{2}(P_E - X) \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right)$$

$$T_{H1E} = \frac{1}{2}X(2H_1 + H_2) + \frac{1}{4}P_E(2H_1 + H_2) - \frac{1}{4}X(2H_1 + H_2)$$

$$T_{H1E} = \frac{1}{4}(2H_1 + H_2)(X + P_E)$$

⁸³ Ibídem

Figura 2.30. Diagramas de presión actuantes para la condición sísmica.



POR SEMEJANZA DE TRIÁNGULOS TENEMOS

$$\frac{X}{P_E} = \frac{H - H_1 - \frac{1}{2}H_2}{H}$$

$$X = \frac{P_E \left(H - H_1 - \frac{1}{2}H_2 \right)}{H}$$

$$X = \frac{P_E (2H - 2H_1 - H_2)}{2H}$$

Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 130

Ahora sustituyendo en la ecuación de **TH1E**, el valor correspondiente de “X”, tenemos:

$$T_{H1E} = \frac{1}{4} (2H_1 + H_2) \left[\frac{P_E (2H - 2H_1 - H_2)}{2H} + P_E \right]$$

Luego de reducir aún más la expresión, se obtiene:

$$T_{H1E} = \frac{1}{8H} P_E (2H_1 + H_2) (4H - 2H_1 - H_2)$$

$$T_{H1E} = \frac{1}{2H} P_E \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) \left(2H - H_1 - \frac{1}{2}H_2 \right)$$

El efecto de sobrecarga de sismo es:

$$T_{H1s\ sis} = (P_{s\ sismo}) \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right)$$

Entonces, las fuerzas sumadas dan como resultado lo siguiente:

$$T_{H1EQ} = \frac{1}{2H} P_E \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) \left(2H - H_1 - \frac{1}{2}H_2 \right) + P_{s\ sismo} \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right)$$

2.3.1.4.2.6.6 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA / ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

La estabilidad externa de un muro anclado es evaluada realizando el análisis de estabilidad de equilibrio límite pseudo estático del sistema del muro. Las superficies de falla analizadas deberían pasar delante de la zona de anclaje (longitud del bulbo) y bajo el pie o base del muro.

El análisis pseudo estático proporcionará la ubicación de las superficies de fallas críticas. La ubicación de la superficie crítica de falla sirve para verificar las longitudes de los anclajes, propuestos en la condición estática.

La longitud del bulbo debe estar ubicada afuera de la superficie de falla de Mononobe-Okabe. A medida que la aceleración del suelo se incrementa, la pendiente de la superficie de falla se va volviendo más plana de acuerdo a la siguiente ecuación:⁸⁴

$$\rho_A = (\phi - \omega_1) + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B)} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

$$A = \tan(\phi - \beta - \omega_1)$$

$$B = \tan(\delta + \beta + \omega_1)$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)

θ = Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)

B = Ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)

Δ = Ángulo de fricción entre el suelo y el muro (°)

ρ_A = Ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la superficie de falla (°)

⁸⁴ Ibídem

La superficie de falla se extiende en la dirección horizontal y a causa de dicha extensión, la longitud de los anclajes que se determinan en el diseño estático muchas veces deben aumentarse para proporcionar un anclaje total en el terreno bajo condiciones sísmicas.

Se puede utilizar un factor de seguridad de **1.2** para el análisis de estabilidad externa por actividad sísmica, o bien trabajar con condiciones normales de resistencia del suelo.⁸⁵

Comentario sobre la inclinación de la superficie de falla en estabilidad externa por sismo

Para el cálculo de la superficie de falla en condición de sismo, se podría tomar el valor de ϕ sin afectarlo por ningún factor de seguridad. Esto con el fin de no disminuir demasiado el ángulo de inclinación de la falla porque conllevaría a utilizar longitudes de anclajes demasiado grandes.

Sin embargo, el diseñador deberá aplicar un criterio de acuerdo a las condiciones de la problemática o proyecto.⁸⁶

Revisión de longitud libre en estabilidad externa por sismo

En esta condición, al calcularse el ángulo de inclinación de la superficie de falla generada por eventos sísmicos, ρA , debe realizarse una nueva revisión de las longitudes libres de los anclajes, de modo que la superficie de falla pase por delante de la longitud de bulbo del anclaje. Este requerimiento sería el último para determinar la longitud total de los anclajes.⁸⁷

⁸⁵ Ibídem

⁸⁶ Ibídem

⁸⁷ Ibídem

2.3.1.4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

2.3.1.4.3.1 DISEÑO DE BARRAS, CABLES O TORONES

Se diseñan considerando que soportan la totalidad de la fuerza de tensión. Dicha fuerza se reparte entre el área de sección transversal total del conjunto de barras, cables o torones. El área de acero se obtiene con:⁸⁸

$$T_D \leq 0.6 f_{pu} A_s \times 100$$

Donde:

A_s = Área de acero de la sección transversal de la barra de anclaje (m²)

T_D = Carga de diseño del anclaje (KN)

f_{pu} = Resistencia mínima a la tensión específica del acero (MPa)

En la ecuación anterior, la carga de diseño no excederá **60 por ciento** de la resistencia mínima a la tensión, **f_{pu}** , especificada de preesfuerzo del acero. En estos cálculos, debe tenerse en cuenta la acción de los agentes corrosivos que atacan el acero.

Asimismo, debe preverse la instalación de las fundas protectoras, pinturas, etc. Esto con el fin de evitar posibles problemas con el diámetro total del anclaje y el diámetro de perforación.

En las tablas 2.5 y 2.6, se muestran las características de las barras y torones, respectivamente. Dichos torones tienen un diámetro de **0.6** pulgadas (**15 mm**) y están formados por cables de siete hilos, respectivamente.⁸⁹

⁸⁸ Ibídem

⁸⁹ Ibídem

TABLA 2.5. CARACTERÍSTICAS DE BARRAS DE ACERO CORRUGADO

GRADO	DIÁMETRO NOMINAL	ESFUERZO ÚLTIMO (F _{PU})	ÁREA NOMINAL (A _{PS})	RESISTENCIA (F _{PS})	FUERZA DE PRESFUERZO (F _{PS})		
					0.8f _{pu} A _{ps}	0.7f _{pu} A _{ps}	0.6f _{pu} A _{ps}
(Ksi)	(in)	(Ksi)	(in ²)	(Kips)	(Kips)	(Kips)	(Kips)
150	1	150	0.85	127.5	102	89.3	76.5
	1-¼	150	1.25	187.5	150	131.3	112.5
	1-¾	150	1.58	237	189.6	165.9	142.2
	1-¾	150	2.66	400	320	280.0	240.0
	2-½	150	5.19	778	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136	108.8	95.2	81.6
	1-¼	160	1.25	200	160	140	120
	1-¾	160	1.58	252.8	202.3	177	151.7
(Ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 77

TABLA 2.6. PROPIEDADES DE LOS CABLES DE ACERO DE DIÁMETRO 15MM (ASTM A-416, GRADO 270)

NUM	ÁREA NOMINAL		RESISTENCIA		FUERZA DE PRESFUERZO					
	(in ²)	(mm ²)	(Kips)	(kN)	0.8f _{pu} A _{ps}		0.7f _{pu} A _{ps}		0.6f _{pu} A _{ps}	
	(in ²)	(mm ²)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 78

En la tabla 2.6, se reduce o se limita la carga temporal (de prueba) a una fracción del límite de carga, esto garantiza la fuerza de tracción adecuada. El Código ACI, especifica la carga temporal máxima en **80%** del esfuerzo último, *fpu*.⁹⁰

⁹⁰ Ibídem

Para la prueba o práctica de preesfuerzo “Lock-Off” o de transmisión de carga específica un **70%** de **fpu** es bastante adecuada. Recientemente, algunos ingenieros han reconocido la necesidad de un diseño más conservador para ciertos proyectos. Así, de acuerdo a esta necesidad, **0.625fpu** es el esfuerzo de trabajo para tendones de acero en instalaciones temporales, mientras que para los anclajes de carácter permanente del esfuerzo de trabajo **0.5fpu** es ahora reconocido para efectos de diseño. Así, el factor de seguridad contra la falla de tracción del tendón de acero es de **1.6** para anclajes de carácter temporal y el **2.0** para los anclajes permanentes. Las recomendaciones anteriores se utilizan en situaciones muy críticas.⁹¹

Estimación del preesfuerzo inicial en anclajes

La fuerza del preesfuerzo no es constante, sino que decrece con el tiempo, debido a causas diversas. La mayoría de las pérdidas de tensión se producen rápidamente al principio, luego decrecen progresivamente acercándose asintóticamente a un valor límite. La fuerza de preesfuerzo inicial es la fuerza que existe inmediatamente después de la transmisión de la carga desde los gatos hidráulicos al concreto del bulbo de anclaje, y es inferior a la fuerza ejercida por los gatos debido a las pérdidas por rozamiento y al deslizamiento del cable en el anclaje. La fuerza de preesfuerzo final (representada por el 100% de la fuerza de diseño) es la que se obtiene una vez que han ocurrido todas las pérdidas, incluidas las que dependen del tiempo, como flujo plástico en el suelo, flujo plástico en los componentes del anclaje y la relajación del acero.⁹²

Deslizamiento en los anclajes

Cuando se transmite la carga al dispositivo de anclaje en la construcción, se produce un ligero movimiento hacia adentro del cable cuando las cuñas se asientan y al deformarse el anclaje bajo la tensión. La importancia de este movimiento varía mucho según el tipo de anclaje y las técnicas constructivas utilizadas. La cantidad de movimiento debido al asentamiento y a la deformación por tensión asociada con un tipo determinado de anclaje se determina de la mejor forma posible por ensayo directo. Una vez determinada esta cantidad, ΔL , se calcula fácilmente la pérdida de tensión utilizando la expresión siguiente:⁹³

⁹¹ Ibídem

⁹² Ibídem

⁹³ Ibídem

$$\Delta f_{DA} = \frac{\Delta L}{L} E_e$$

Donde:

Δf_{DA} = Pérdida de preesfuerzo debido al deslizamiento del anclaje (MPa)

ΔL = Movimiento debido al asentamiento y a deformación por tensión (mm)

E_e = Módulo de la elasticidad del acero de preesfuerzo (MPa)

L = Longitud libre del anclaje (mm)

Usualmente, el valor de ΔL varía en un rango de **3.2 mm a 9.5 mm (1/8" a 3/8")**, respectivamente.

Es importante observar que la cantidad de deslizamiento es casi independiente de la longitud del cable, por lo que las pérdidas de tensión serán grandes en cables cortos y relativamente pequeñas en los largos.⁹⁴

Flujo plástico y cargas a largo plazo

El efecto de flujo plástico o efecto de fluencia "Creep," es un efecto dependiente del tiempo de carga estática en el anclaje. La carga estática a largo plazo puede causar desplazamientos del anclaje, que varían con el tiempo. Este efecto acumulativo representa la fluencia entre el suelo y los componentes del anclaje, es decir, el flujo plástico del grout en el bulbo, relajación del acero, la unión parcial acero- grout y el flujo plástico de la conexión del tendón con la pantalla del muro y la cabeza de anclaje.

Por lo tanto, los anclajes deben ser diseñados e instalados considerando estos efectos, de modo que los desplazamientos durante la vida de servicio de la estructura no constituyan un movimiento significativo.⁹⁵

⁹⁴ Ibídem

⁹⁵ Ibídem

Flujo plástico o fluencia del suelo

Con la carga a corto plazo la arcilla no experimenta cambios rápidos en el contenido de agua o en volumen, pero el incremento de carga generalmente causará cierta distorsión de la zona esforzada. Con el tiempo, cambios significativos en la tensión efectiva junto con cambios en la configuración de suelo (cambios de volumen, etc.) ya no constituyen condiciones estables y la arcilla entra un estado de flujo plástico. Así, los suelos que dependen del tiempo pueden experimentar los desplazamientos de flujo plástico bajo carga constante y antes que ocurra la falla estructural del ancla. Por lo tanto, en el diseño de anclajes permanentes el comportamiento de flujo plástico del suelo debe ser considerado y la información puede ser obtenida en torno a los desplazamientos por flujo plástico en función del tiempo. Las teorías actuales expresan la relación entre desplazamiento y tiempo en forma de una función matemática exponencial; así, una línea recta es obtenida cuando esta función es planteada a una escala semi logarítmica. La inclinación de esta línea es definida como el coeficiente de fluencia, K_{Δ} , y éste crece para cada etapa de carga subsecuente. Se asume que la carga última ha sido alcanzada cuando el desplazamiento no decrece con el tiempo, pero continúa bajo carga. Esta condición proporciona la definición de la falla del anclaje y sirve como base para establecer las cargas de trabajo.⁹⁶

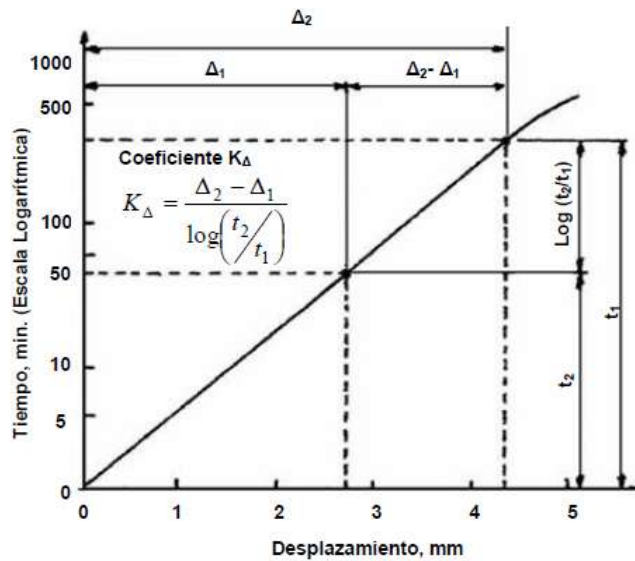
$$K_{\Delta} = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\log\left(\frac{t_1}{t_2}\right)}$$

Donde todos los símbolos de la ecuación corresponden a la notación de la figura 2.31. Los valores de K_{Δ} pueden ser estimados en las diferentes fases de carga y luego se registran como se observa en la figura. En la expresión anterior, la contribución a la fluencia está asociada con los componentes del anclaje de manera conjunta. Los desplazamientos por fluencia debido a la desvinculación parcial en la interfaz acero grout, fluencia o flujo plástico del grout y la relajación del tendón de acero pueden aumentar el coeficiente de fluencia a **0.4 mm**. Incrementando más allá de este valor es el resultado de la fluencia en la interfaz grout-suelo.⁹⁷

⁹⁶ Ibídem

⁹⁷ Ibídem

Figura 2.31. Diagrama para cálculo de desplazamiento



Fuente: Xanthakos, Ground Anchors And Anchored Structures, pág. 188

La figura 2.32 muestra los coeficientes plotados en función de la capacidad de transferencia modificada (relación de carga de prueba y la carga de falla).

Los valores de K_Δ son relativamente pequeños al comienzo de la aplicación de carga, pero crecen rápidamente (coeficiente $K_\Delta > 1$) como sigue:

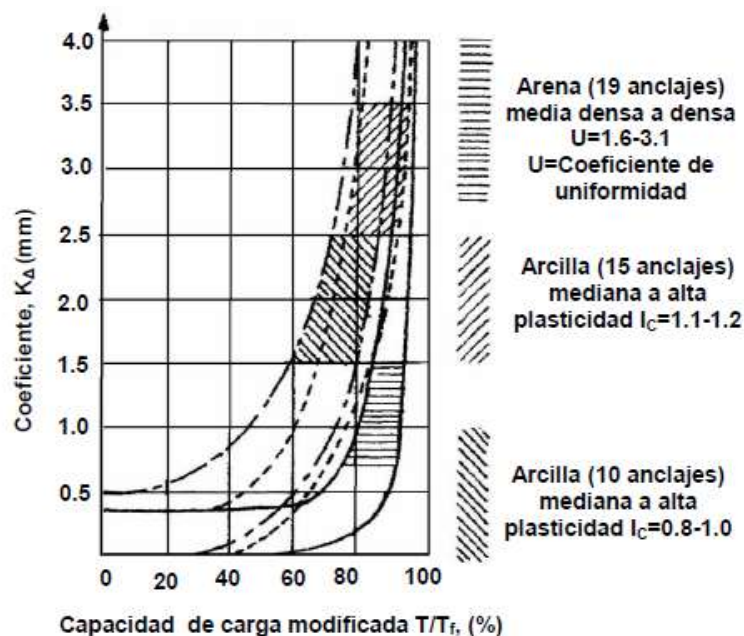
1. Para arcillas medias o altamente plásticas de consistencia rígida en un 40% de la carga de falla.
2. Para arcillas medias o altamente plásticas de la consistencia rígida a muy rígida en un 55% de la carga de falla.
3. Para arcillas medias o altamente plásticas de la consistencia muy rígida a dura en un 80% de la carga de falla.
4. Para la arena uniforme en un 80% de la carga de falla.

Esto es evidente, ya que dichos límites indican el comienzo del flujo plástico alrededor del bulbo, esta fase se debe evitar en los anclajes permanentes. Estos resultados son para anclajes de ejes rectos.⁹⁸

Se han reportado grandes desplazamientos de fluencia (flujo plástico) en anclajes con bulbo acampanado, probablemente asociados con las concentraciones de esfuerzos locales que dan como resultado la consolidación y deformación plástica del suelo (Ostermayer ,1974).

Puesto que el fenómeno de flujo plástico y la respuesta de anclaje no son enteramente entendidos, la construcción de anclajes permanentes no se recomienda en lugares donde el suelo tiene un alto contenido de materia orgánica, donde predomine arena suelta, o donde predominen los materiales cohesivos con consistencias pequeñas (Índice de Compresibilidad, $IC < 0.9$) o que tengan un límite líquido menor del **50%**.⁹⁹

Figura 2.32. Coeficiente de fluencia en relación con la capacidad de carga modificada.



Fuente: Xanthakos, Ground Anchors And Anchored Structures, pág. 189

⁹⁸ Ibídem

⁹⁹ Ibídem

Pérdidas en los componentes de los anclajes

Pérdida por flujo plástico en el Grout

En ciertos casos, el Grout del anclaje puede ser susceptible al flujo plástico, especialmente cuando se le agregan aditivos para evitar el sangrado de la mezcla. Muchas mezclas de Grout a base de cemento, no experimentan flujo plástico bajo cargas sostenidas. Sin embargo, algunos Grout que tienen como base otras sustancias químicas, introducirán deformaciones que dependerán del tiempo; pero estos son utilizados para estabilización y reforzamiento de depósitos de arena.¹⁰⁰

Pérdida por relajación del acero

La relajación de esfuerzos es un decremento de esfuerzo y corresponde a la pérdida de carga en el tendón con el tiempo mientras este se encuentra bajo una carga constante. Este comportamiento se manifiesta por el reemplazo gradual de la tensión elástica por una tensión plástica, causando la subsecuente relajación de los esfuerzos elásticos.

La relajación está en función del logaritmo del tiempo, y su extensión depende principalmente del tratamiento del acero durante su fabricación, las condiciones de temperatura y del tiempo.

La relajación puede causar pérdidas de carga del **4%** para torones y **2%** para barras, las cuales ocurren en las primeras horas de carga del anclaje. Por lo tanto, es a veces útil aplicar al tendón una sobrecarga temporal inicial deliberada, que sirve para reducir la pérdida total por relajación por medio de la compensación por la rápida pérdida inicial.¹⁰¹

¹⁰⁰ Ibídem

¹⁰¹ Ibídem

En 1977, Littlejohn y Bruce desarrollaron las conclusiones siguientes:

- El uso de cables estabilizados puede reducir las pérdidas de preesfuerzo desde 5 - 10% a 1.5% en el 75% f_{pu}
- El rango de relajación varía con un esfuerzo inicial y está en función del tipo de acero.
- Para esfuerzos iniciales arriba del **50% f_{pu}** , la relajación es muy pequeña. Para esfuerzos iniciales mayores de **55% f_{pu}** , la relajación puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\frac{f_p}{f_{pi}} = 1 - \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Donde:

f_p = Esfuerzo residual en un tiempo t (MPa)

f_{pi} = Esfuerzo inicial (MPa)

f_{py} = Esfuerzo nominal de fluencia del acero del tendón de preesfuerzo (MPa)

t = Tiempo luego de la aplicación del esfuerzo inicial (horas)

En la ecuación anterior **f_{py}** se puede calcular como **0.85 f_{pu}** para aceros aliviados de esfuerzos y **0.9 f_{pu}** para aceros de baja relajación.

Cálculo de la carga de transferencia o carga Lock-Off

El cálculo de la carga “Lock-Off” se realiza considerando la cuantificación de los desplazamientos que se generan en el tendón por la carga de diseño y por las pérdidas de carga esperadas a través de la vida del sistema anclado.¹⁰²

¹⁰² Ibídem

Primero se calcula la elongación inicial, ΔL , del tendón, relacionando la carga de diseño, T_D , el módulo de elasticidad del acero del tendón, E_e , la longitud libre del tendón, L_L , y el área de acero del tendón, A_s , tal como se muestra a continuación:¹⁰³

$$\Delta L = \frac{T_D L_L}{A_s E_e}$$

En segundo lugar, debe calcularse una elongación adicional para garantizar que cuando ocurran las pérdidas del preesfuerzo a través del tiempo se mantenga la carga de trabajo, T_D , actuando en el anclaje y no disminuya. Generalmente se le aplica un porcentaje adicional a la elongación inicial que varíe de **5** a **10%**, **el** cual representa la elongación esperada por las pérdidas. Por otra parte, también se pueden calcular como cambios de esfuerzo, las cuales se pueden transformar a unidades de desplazamiento o elongación:¹⁰⁴

$$\Delta L_P = f_{sp} \left(\frac{L_L}{E_e} \right)$$

Donde f_{sp} representa la suma de todas las pérdidas esperadas de preesfuerzo.

Entonces, el desplazamiento total, ΔL_T , que incluye el desplazamiento generado por las pérdidas esperadas se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta L_T = \Delta L + \Delta L_P$$

Como es de esperarse, la elongación se incrementará y la carga de transferencia aumentará. Este aumento en la carga permitirá que el anclaje no pierda la fuerza que soporta y para la que fue diseñada. Entonces, la carga “Lock Off” se calcula de la siguiente manera:¹⁰⁵

$$T = \frac{\Delta L_T A_s E_e}{L_L}$$

¹⁰³ Ibídem

¹⁰⁴ Ibídem

¹⁰⁵ Ibídem

Una vez determinada la carga de transferencia, se debe especificar el valor de la presión en el Jack o dispositivo hidráulico de tensado, f_j , para aplicar dicha carga, la cual se determina mediante un cociente entre la carga “Lock Off” y la capacidad última del tendón, TPU :¹⁰⁶

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} f_{pu}$$

2.3.1.4.3.2 CÁLCULO DE LA ADHERENCIA ENTRE TENDÓN Y LECHADA

La resistencia a cortante entre el tendón y la lechada del bulbo, es proporcionada por dos fuerzas que interactúan entre sí, estas son la fuerza de adherencia y la fuerza de fricción que actúan a lo largo de la longitud del bulbo, proporcionando la mayor resistencia la fuerza de adherencia. Para el concreto reforzado la tensión de adherencia, u , se calcula, suponiendo una distribución uniforme a lo largo de la longitud del bulbo.¹⁰⁷

$$u = \frac{f_s A_s}{P_e l_b} = \frac{T_D}{P_e l_b}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo actuante de tensión en la barra de acero (MPa)

A_s = Área nominal de la barra de acero del tendón (m²)

l_b = Longitud del bulbo del anclaje (m)

P_e = Perímetro nominal de la barra (m)

T_D = Fuerza de diseño actuante en la barra (KN)

Losas, vigas, muros y otros elementos estructurales diseñados adecuadamente para la flexión y la tensión generalmente se consideran satisfactorios en la unión. Ocasionalmente, sin embargo, las uniones deben comprobarse para que cumpla con los valores máximos admisibles.¹⁰⁸

¹⁰⁶ Ibídem

¹⁰⁷ Ibídem

¹⁰⁸ Ibídem

La AASHTO(2001), por ejemplo, establece que la tensión de adherencia máxima no debe exceder el valor dado por la siguiente expresión, ni mayor de **500 psi (3.5 N/mm²)**:

$$u_{\max} = \frac{0.01012\sqrt{f'_c}}{d_v}$$

Donde:

u_{\max} = Fuerza de adherencia máxima (MPa)

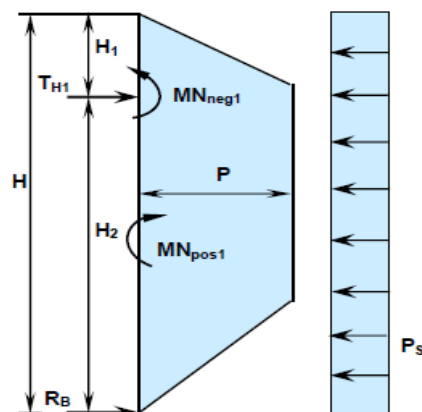
d_v = Diámetro nominal de la barra del tendón (m)

f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

2.3.1.4.3.3 DISEÑO DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO

Las pantallas de revestimiento de los muros anclados están diseñadas para resistir cargas laterales, como resultado de las envolventes de presión aparente de tierras, incluyendo las fuerzas de sobrecargas, las fuerzas del agua y las fuerzas sísmicas. Además de las fuerzas antes mencionadas, se encuentran las fuerzas de reacción de los anclajes, por lo cual debe ser diseñada para resistir momentos flexionantes y fuerzas de punzonamiento, según los diagramas aparentes de presión de tierras y por el método de áreas tributarias, para **suelo granular**.¹⁰⁹ Ver figura 2.33.

Figura 2.33. Momentos en muro con un nivel de anclajes.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 80

¹⁰⁹ Ibídem

En donde el momento del voladizo a la altura del primer anclaje se calcula de la siguiente manera:

$$MN_{neg1} = \frac{13}{54} H_1^2 \cdot P + \frac{1}{2} H_1^2 P_s$$

La ubicación del punto en donde el cortante es cero, se calcula despejando la variable x de la siguiente expresión:

$$R_B - \frac{3}{4} \frac{Px^2}{(H - H_1)} - xP_s = 0$$

Entonces, el momento máximo en el tramo inferior al anclaje es:

$$MN_{pos1} = R_B x - \frac{Px^3}{4(H - H_1)} - \frac{1}{2} x^2 P_s$$

Donde:

MN_{neg1} = Momento nominal negativo o del voladizo del muro (KN-m/m)

MN_{pos1} = Momento nominal positivo máximo del muro (KN-m/m)

H_1 = Altura del primer nivel de anclaje (m)

P = Presión que estabiliza el corte (KN/m²)

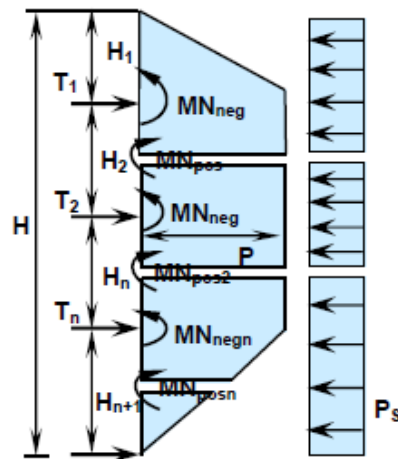
x = Ubicación del punto de fuerza cortante cero (m)

P_s = Presión de sobrecarga (KN/m²)

R_B = Reacción en la base (KN/m)

Cuando existe más de un nivel de anclajes en un muro anclado en un suelo granular con sobrecarga, la distribución de momentos queda de la siguiente manera. Ver figura 2.34.

Figura 2.34. Momentos en muro con varios niveles de anclajes.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 80

El momento negativo en presencia de sobrecarga se calcula de la siguiente forma:

$$MN_{neg1} = \frac{13}{54} H_1^2 \cdot P + \frac{1}{2} H_1^2 P_s$$

Los momentos máximos flexionantes positivos se estiman según la tabla 2.7.

TABLA 2.7. MOMENTOS MÁXIMOS UNITARIOS DE DISEÑO PARA PANTALLAS

APOYOS Y CONDICIÓN DEL SUELO	MOMENTO MÁXIMO
Tramo Simple No se considera el arqueado del suelo (suelos cohesivos blandos; pantalla de concreto rígida continua colocada firmemente contra el suelo)	$\frac{1}{8} PH_T^2$
Tramo Simple Se considera arqueado del suelo (suelos granulares o suelos cohesivos rígidos con pantallas flexibles; pantalla rígida donde existe disponibilidad de espacio para permitir el arqueado del suelo)	$\frac{1}{12} PH_T^2$
Pantalla Continua No se considera el arqueado del suelo (suelos cohesivos blandos; pantalla de concreto rígida continua colocada firmemente contra el suelo)	$\frac{1}{10} PH_T^2$
Pantalla Continua Se considera el arqueado del suelo (suelos granulares o suelos cohesivos rígidos con pantallas flexibles; pantalla rígida donde existe disponibilidad de espacio para permitir el arqueado del suelo)	$\frac{1}{12} PH_T^2$

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-2001),

pág. 28

HT es el espaciamiento del tramo entre niveles de anclajes. Se recomienda que, si existen más de tres niveles de anclajes o espaciamientos, se debe usar como momento máximo **1/10 PHT²**. Entonces, aplicando también la sobrecarga tenemos:¹¹⁰

$$MN_{pos1} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_2^2 \cdot (P + P_S)$$

$$MN_{pos2} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_n^2 \cdot (P + P_S)$$

$$MN_{posn} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_{n+1}^2 \cdot (P + P_S)$$

Para los momentos negativos en los puntos donde están ubicados los anclajes (con excepción del primero) debe colocarse el mayor de los momentos que actúan en el tramo superior e inferior a dichos puntos. Por ejemplo, para **MNneg2** se debe utilizar **MNpos1** ó **MNpos2**, el que sea mayor. Cuando no exista sobrecarga, entonces el valor de **PS** es cero.

Para el cálculo de los momentos en **suelos con arcillas rígidas o duras** se sigue el mismo proceso que para los suelos granulares, el cual se estableció anteriormente. En cuanto a **suelos con arcillas blandas o medianamente blandas**, para el diseño de la pantalla de revestimiento de los muros anclados, tenemos que el momento negativo en el punto donde está ubicado el primer anclaje es el mismo tanto para muros con un solo nivel de anclaje como para muros con varios niveles de anclajes.¹¹¹

$$MN_{neg1} = \frac{37}{96} PH^2 - \frac{7}{8} PHH_2 + \frac{1}{2} PH_2^2 + \frac{1}{2} P_S (H - H_2)^2$$

¹¹⁰ Ibídem

¹¹¹ Ibídem

Los momentos positivos para un muro anclado con varios niveles de anclajes se determinan de la misma manera que para suelos granulares.

$$MN_{pos1} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_2^2 \cdot (P + P_s)$$

$$MN_{pos2} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_n^2 \cdot (P + P_s)$$

$$MN_{posn} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_{n+1}^2 \cdot (P + P_s)$$

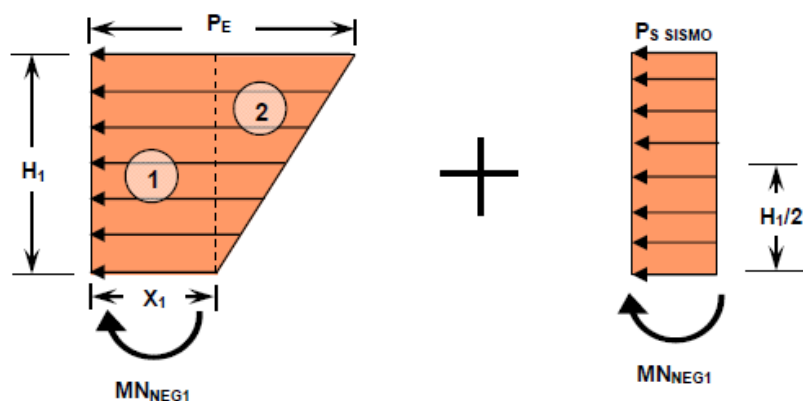
Cálculo de momentos en condiciones sísmicas

Durante un evento sísmico actúa la condición activa de tierras con sobrecargas (También en condición activa) y la contribución de la acción sísmica de tierras con sobrecarga, lo cual genera momentos sobre la pantalla. El momento flector negativo (incluye sobrecarga) del voladizo en condición activa, también se calcula de la misma manera que en la condición en reposo:¹¹²

$$MN_{NEG1} = \frac{13}{54} P H_1^2 + \frac{1}{2} P_s H_1^2$$

Ahora, se necesita calcular el momento flector generado únicamente por el sismo en el voladizo con ayuda de la figura 2.35.

Figura 2.35. Diagramas para momento flector por condición de Sismo con sobrecarga.

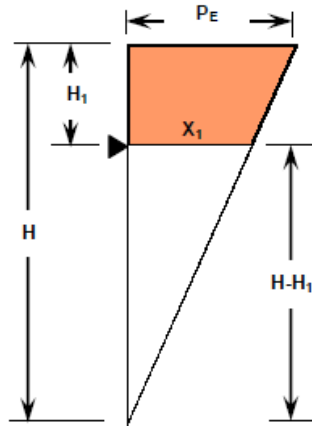


Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 147

¹¹² Ibídem

Del diagrama por sismo completo, figura 2.36, tenemos:

Figura 2.36. Relación de triángulos semejantes para encontrar la presión



POR SEMEJANZA DE TRIÁNGULOS TENEMOS

$$\frac{X_1}{P_E} = \frac{H - H_1}{H}$$

$$X_1 = \frac{P_E(H - H_1)}{H}$$

Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 148

Entonces, el cálculo del momento sísmico **sin sobrecarga** se obtiene de la siguiente manera:

$$MN_{NEG1} = X_1 H_1 \left(\frac{1}{2} H_1 \right) + \frac{1}{2} (P_E - X_1) (H_1) \left(\frac{2}{3} H_1 \right)$$

$$MN_{NEG1} = \frac{1}{2} X_1 H_1^2 + \frac{1}{3} (P_E - X_1) H_1^2$$

$$MN_{NEG1} = \frac{1}{2} \left[\frac{P_E (H - H_1)}{H} \right] H_1^2 + \frac{1}{3} \left[P_E - \left(\frac{P_E (H - H_1)}{H} \right) \right] H_1^2$$

$$MN_{NEG1} = \frac{1}{6} \left[\frac{P_E (H - H_1)}{H} \right] H_1^2 + \frac{1}{3} P_E H_1^2$$

$$MN_{NEG1} = \frac{1}{2} P_E H_1^2 - \frac{1}{6} P_E \left(\frac{H_1^3}{H} \right)$$

Luego de reducir esta expresión, la misma queda definida así:

$$MN_{NEG1} = \frac{P_E H_1^2 (3H - H_1)}{6H}$$

El momento generado por la sobrecarga del sismo (**PS SISMO**) es:

$$MN_{NEG1} = P_s \text{ sismo} H_1 \left(\frac{1}{2} H_1 \right) = \frac{1}{2} P_s \text{ sismo} H_1^2$$

El momento sumado se define así:

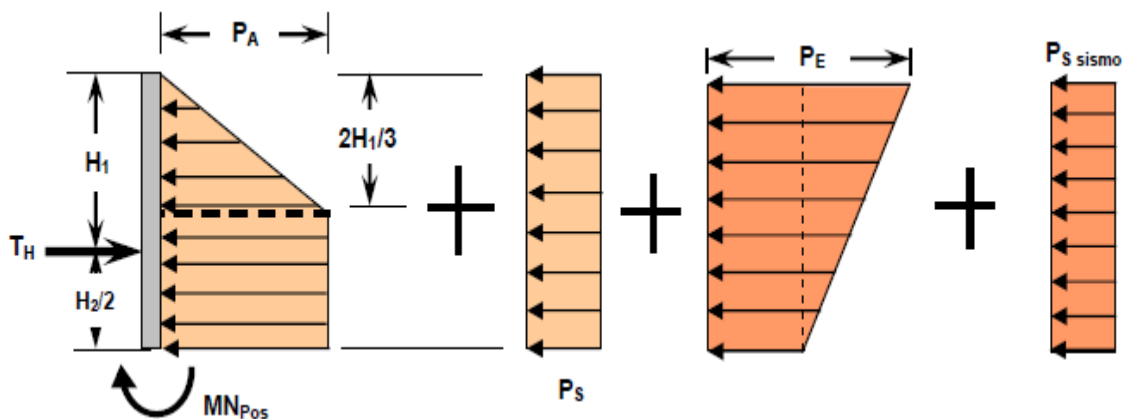
$$MN_{NEG1} = \frac{P_E H_1^2 (3H - H_1)}{6H} + \frac{1}{2} P_s \text{ sismo} H_1^2$$

El momento flector positivo por la condición sísmica también se calcula:

$$MN_{POS1} = \frac{1}{10} P H_2^2 + \frac{1}{10} P_s H_2^2 = \frac{1}{10} (P + P_s) H_2^2$$

Nótese que la presión que estabiliza el corte "**P**" es calculada con la condición activa de tierras. Ahora, se debe calcular el momento generado por el sismo y la sobrecarga.

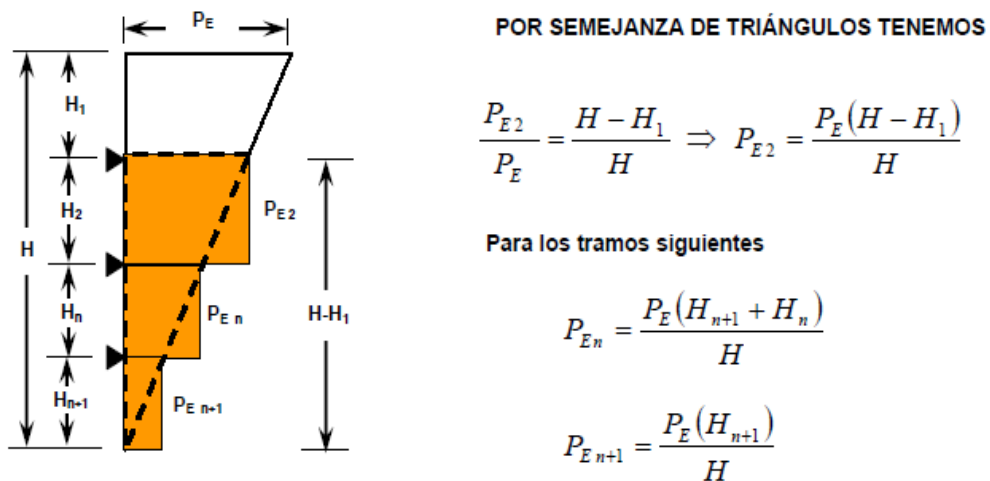
Figura 2.37. Diagramas de presión para cálculo de momento flector positivo.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 149

Ya que el método RIGID establece que el muro actúa como una viga rígida continua apoyada en soportes rígidos, los momentos positivos se calculan como lo vimos anteriormente; está claro que no podemos utilizar las mismas expresiones para calcular el momento generado por el sismo sin haber transformado el diagrama triangular a diagrama uniforme. Esto se logra aproximando el área del triángulo a un área rectangular.¹¹³ Ver figura 2.38.

Figura 2.38. Simplificación de diagrama de presión triangular a rectangular



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 150

Teniendo la presión uniforme aproximada, se procede a calcular el momento flexionante producido por el sismo con sobrecarga.

$$MN_{POS1} = \frac{1}{10} \left(\frac{1}{2} \right) P_E H_2^2 + \frac{1}{10} P_{s\ sismo} H_2^2 = \frac{1}{10} (P_{E2} + P_{s\ sismo}) H_2^2$$

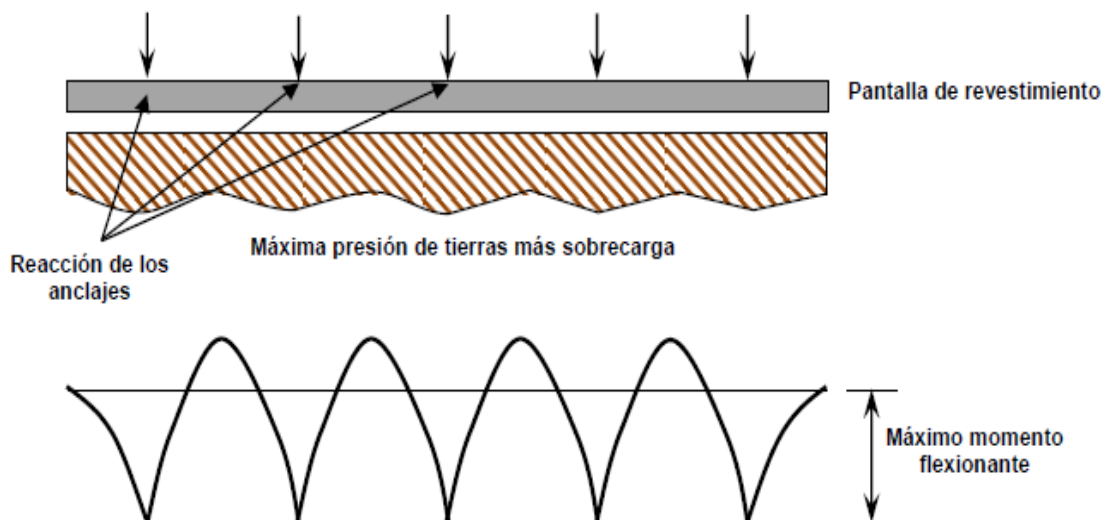
¹¹³ Ibídem

El momento flector máximo que produce la combinación de las cuatro cargas (activo con sobrecarga y sísmico con sobrecarga) en la condición sísmica se calcula como:

$$Mu_{POS1} = \frac{1}{10} (\Gamma_{EH} P_A + \Gamma_s P_s + \Gamma_{EQ} P_{E2} + \Gamma_s P_{s\text{ sísmico}}) H_2^2$$

Una vez determinados todos los momentos negativos en ambas condiciones, se debe comparar si los que han sido calculados en la condición de reposo son mayores que los calculados en condición sísmica, para diseñar la pantalla con el mayor de estos. En la figura 2.39, se muestra un diagrama con las reacciones y los momentos flexionantes de la pantalla de revestimiento.¹¹⁴

Figura 2.39. Reacciones y momentos flexionantes en la pantalla de revestimiento.



Fuente: Strom & Ebeling, Methods used in tieback wall design and construction to prevent local anchor failure, pág. 12

¹¹⁴ Ibídem

El mayor de los momentos nominales en ambas direcciones debe ser mayorizado con la siguiente ecuación:

$$M_u = \Gamma_{EH} MN = \phi_f MN$$

Según la sección 3.4.1 de la AASHTO LRFD, el factor de mayoración Γ_{EH} para cargas horizontales de presión de tierras calculadas en condiciones *activas* tiene un valor de **1.5**, mientras que para la condición en *reposo* es **1.35**. Mientras que para la condición del sismo los valores son $\Gamma_{EH} = 1.50$ y $\Gamma_{EQ} = 1.00$ y el factor de reducción de momentos (ϕ_f) debe considerarse como **0.9** para flexión.¹¹⁵

$$M_u = \phi_f \omega f'_c (1 - 59\omega) b d_e^2 \Rightarrow \omega = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

Donde:

ρ = Porcentaje de área de acero refuerzo

f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

d_e = Peralte efectivo (m)

b = Ancho de la franja de análisis (1m)

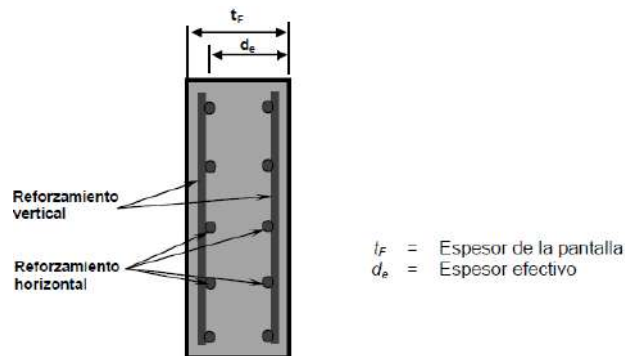
ω = Cuantía de acero de refuerzo

La distancia “**de**” es el peralte efectivo de la pantalla, que generalmente se considera como la diferencia del espesor total, **tf**, y el recubrimiento de concreto recomendado, que puede ser **7.5 cm ó 5.0 cm**, si está en contacto con el suelo o no, respectivamente.¹¹⁶ Ver figura 2.40.

¹¹⁵ Ibídem

¹¹⁶ Ibídem

Figura 2.40. Espesor total y espesor efectivo de la pantalla de revestimiento.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 152

Luego se procede a calcular el área de acero requerido (**$A_s req$**) por metro de muro, espaciada con una separación (**S**), se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_{s req} = \rho b d_e \Rightarrow S = \frac{A_v(b)}{A_{s req}}$$

A_v = Área de barras de refuerzo corrugadas en cm^2 (ver tabla 2.8)

b = Ancho de la franja de análisis (100 cm)

TABLA 2.8. PROPIEDADES DE BARRAS DE REFUERZO

DESIGNACION DE BARRA		DIÁMETRO NOMINAL		ÁREA NOMINAL	
Sistema Inglés	Sistema Métrico	in (Pulgadas)	mm	in ²	mm ²
3	10	0.375	9.60	0.11	71
4	13	0.500	12.7	0.20	129
5	16	0.625	15.9	0.31	199
6	19	0.750	19.1	0.44	284
7	22	0.875	22.2	0.60	387
8	25	1.000	25.4	0.79	510
9	29	1.128	28.7	1.00	645
10	32	1.270	32.3	1.27	819
11	36	1.410	35.8	1.56	1006
14	43	1.693	43.0	2.25	1452
18	57	2.257	57.3	4.00	2581

Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 153

2.3.1.4.3.4 LONGITUD DE DESARROLLO

El código *ACI* incluye una serie de ecuaciones simplificadas que pueden usarse en la mayoría de los casos de diseño corriente, siempre y cuando se cumplan ciertas restricciones relacionadas con el espaciamiento de las barras, el recubrimiento y otros factores. A continuación, se muestran las ecuaciones simplificadas del *ACI* para obtener la longitud de desarrollo de barras a tensión:¹¹⁷

Para barras **Nº22** y mayores (**Nº7** y mayores en Sistema Inglés)

$$l_d = \left(\frac{9 f_y \psi_t \psi_e \lambda'}{10 \sqrt{f'_c}} \right) d_v$$

Para alambres corrugados y barras **Nº19** y menores (**Nº6** y menores en Sistema Inglés)

$$l_d = \left(\frac{18 f_y \psi_t \psi_e \lambda'}{25 \sqrt{f'_c}} \right) d_v$$

En ninguno de los casos, la longitud de desarrollo deberá ser menor de **30 cm**. Los términos de las ecuaciones de longitud de desarrollo se definen a continuación:¹¹⁸

Donde:

l_d = Longitud de desarrollo (mm)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)

ψ_t = Factor tradicional de ubicación del refuerzo que refleja efectos adversos de la posición de las barras de la parte superior de la sección con respecto a la altura de concreto fresco colocado debajo de ellas

¹¹⁷ Ibídem

¹¹⁸ Ibídem

ψ_e = Factor que refleja los efectos del revestimiento epóxico en las barras

λ' = Factor que refleja la menor resistencia a la tensión del concreto liviano y la reducción resultante en la resistencia al agrietamiento, lo que incrementa la longitud de desarrollo en el concreto liviano

d_v = Diámetro de la barra de acero de refuerzo (mm)

Los factores a usar en las expresiones anteriores para la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tensión son los siguientes:

- Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más de **30 cm** de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme, **$\psi_t = 1.3$** .
- Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de **3d_v** de recubrimiento, o separación libre menor de **6d_v**, **$\psi_e = 1.5$** . Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico, **$\psi_e = 1.2$** . Refuerzo sin recubrimiento **$\psi_e = 1.0$**
- El producto **$\psi_e \psi_t$** no necesita ser mayor de **1.7**
- Donde se use concreto liviano, **$\lambda' = 1.3$** . Donde se utilice concreto de peso normal, **$\lambda' = 1.0$**

Reducción de la longitud de desarrollo por refuerzo en exceso

Se puede reducir la longitud de desarrollo cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por el análisis (**$A_s \text{ prop} > A_s \text{ req}$**), excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para **f_y** . Entonces, la longitud se reduce si se multiplica por la proporción siguiente:¹¹⁹

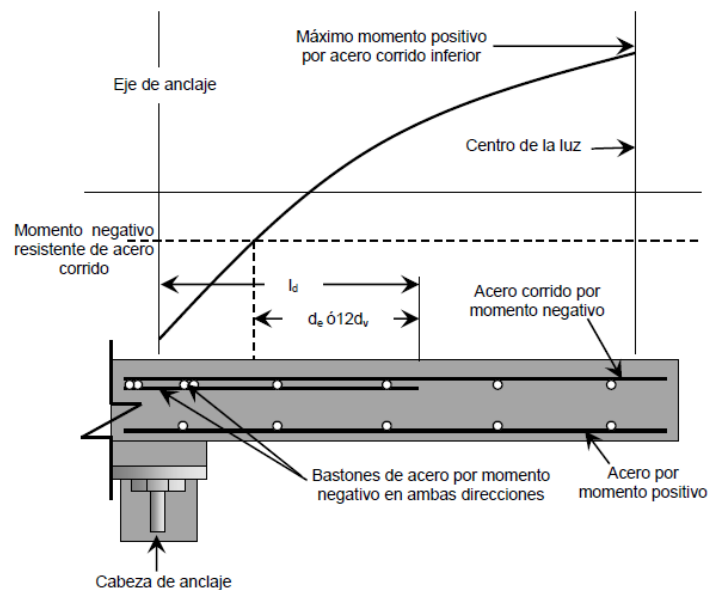
$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ propuesto}} \text{ ó } \frac{A_s \text{ req}}{A_s \text{ prop}}$$

¹¹⁹ Ibídem

Requisitos y aspectos de practicidad del ACI 318 (12.2.3)

En ningún caso, el acero de tensión debe discontinuarse en el punto teórico de momento descrito en el diagrama de momentos; pero dicho diagrama utilizado puede diferir del real por la aproximación en las cargas reales, por las aproximaciones analíticas o por el efecto de cargas laterales. Según esto, el código *ACI* exige que todas las barras deben extenderse una distancia por lo menos igual al peralte efectivo **d_e** , 12 diámetros de la barra, **$12d_v$** , la que sea mayor, más allá del punto en el cual, en teoría, ya no se requiere para resistir esfuerzos. Cuando se vayan a cortar las barras negativas (bastones), estas deben extenderse una longitud **l_d** más allá de la cara del apoyo (del anclaje en nuestro caso). Asimismo deben prolongarse una distancia **d_e** ó **$12d_v$** más allá del punto de corte definido en el diagrama.¹²⁰ Ver figura 2.41.

Figura 2.41. Requisitos del ACI para el corte de barras.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 156

¹²⁰ Ibídem

Empalmes de acero a tensión

La longitud requerida para traslapes en empalmes a tensión puede plantearse en función de la longitud de desarrollo. Ver tabla 2.9.

TABLA 2.9. EMPALMES POR TRASLAPO A TRACCIÓN.

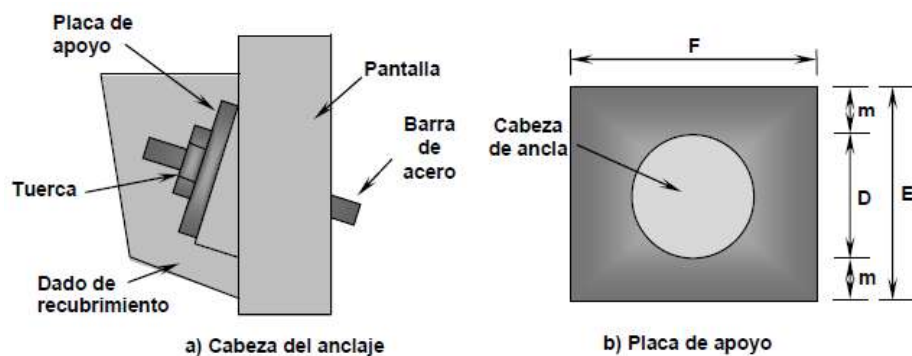
TIPO DE EMPALME	LONGITUD DE EMPALME	LONGITUD MÍNIMA	CONDICIONES ESPECIALES
CLASE A	1.0 l_d	30 cm	$A_s \text{ PROPUESTA} \geq 2A_s \text{ REQUERIDA}$
CLASE B	1.3 l_d	30 cm	Generalmente es el más utilizado, excepto cuando se tiene la condición del empalme CLASE A

Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 157

2.3.1.4.3.5 PLACA DE REACCIÓN O DE APOYO

Se prestará atención al dimensionamiento y posición de la placa de reparto de la cabeza del anclaje, la cual debe ser perpendicular al anclaje (ver figura 3.42a), y deben ser diseñadas para evitar deformaciones excesivas de la misma: concentración de tensiones en la estructura a anclar, asentamientos inadmisibles del terreno de apoyo, levantamiento de cuñas pasivas, entre otros.¹²¹

Figura 2.42. Placa de reacción del ancla

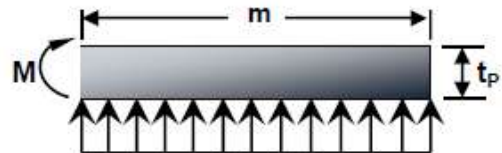


Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 157

¹²¹ Ibídem

El espesor de la placa base se obtiene considerando la flexión en una sección crítica a la distancia m del borde libre considerando una placa cuadrada (figura 3.42b). Para una presión uniforme y una franja $m \times 1$ unidad de ancho \times un espesor (t_p), el momento que produce esta sección es:¹²²

$$M = \left(\frac{T_D}{A_p} \right) (m) \left(\frac{m}{2} \right) \quad (\text{Ver figura siguiente})$$



Donde m se despeja de la siguiente fórmula:

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m) \Rightarrow A_{crit} = \left(\frac{T_D}{350 f'_c} \right)$$

Donde el área de la placa será:

$$A_p = (D + 2m) \times (D + 2m) = E \times F$$

El valor de "D" en la fórmula es el diámetro de la cabeza del anclaje para cables, que se puede obtener de la tabla 2.10.

TABLA 2.10. DIÁMETRO DE LA CABEZA DEL ANCLAJE PARA CABLES DE 15 MM

NUMERO DE CABLES	1	2	3	4	7	12	19	31	37
DIÁMETRO DE LA CABEZA (mm)	53	80	85	110	132	170	220	270	300

Fuente: Xanthakos, Ground Anchors And Anchored Structures, pág. 89

Para el cálculo del espesor de la placa, se debe utilizar el valor del momento con la ecuación siguiente:

$$f_b = F_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{t_p^2} \Rightarrow t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

¹²² Ibídem

Donde:

M = Momento necesario para calcular el espesor de la placa

TD = Carga de diseño del anclaje (KN)

Fb = Esfuerzo permisible del acero de la placa ($0.75f_y$) (MPa)

t_P = Espesor de la placa de apoyo (m)

A_p = Área de la placa ($E \times F$) (m²)

m = Incremento de longitud de sección crítica de la placa (m)

A_{crit} = Sección crítica de la placa de apoyo (m²)

D = Diámetro del elemento de apoyo para barras o cables (m)

S = Módulo de sección de la placa de apoyo (m³)

f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

El ancho de la placa de apoyo será al menos el **doblo del diámetro** de la perforación realizada en la estructura a anclar y en ningún caso inferior a **20 cm**. Su espesor será el suficiente para que no se registren deformaciones apreciables durante el tensado y nunca menor de **1 cm**.¹²³

2.3.1.4.3.6 CAPACIDAD A PUNZONAMIENTO DE LA PANTALLA

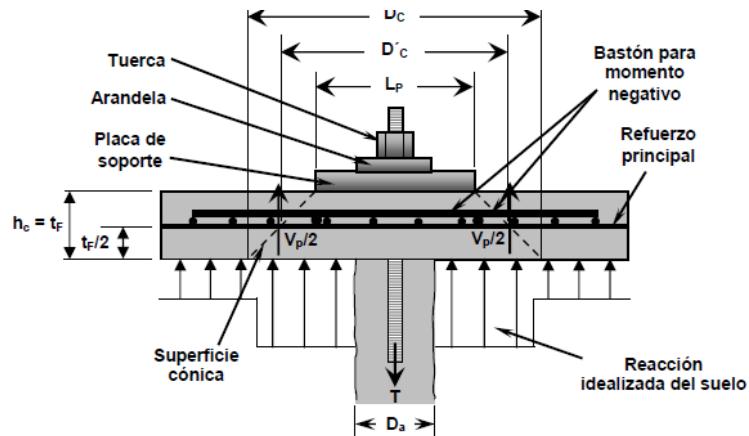
La capacidad para soportar el cortante por punzonamiento es calculada considerando una fuerza cortante que actúa en una zona de perímetro efectivo, delimitada por el diámetro efectivo del cono truncado y por la profundidad del mismo (espesor de la pantalla).

El diámetro efectivo del cono está definido por una superficie de ruptura que comienza en el borde de la placa de soporte hacia el suelo a través de la pantalla en un ángulo de **45°**.¹²⁴ Ver figura 2.43.

¹²³ Ibídem

¹²⁴ Ibídem

Figura 2.43. Sección en punzonamiento de la pantalla.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 159

La fuerza de punzonamiento que actúa en una pantalla puede calcularse con la ecuación siguiente, la cual no considera la contribución del suelo que es el caso más conservador. El valor de punzonamiento debe ser comparado con la fuerza de diseño del anclaje, T_D , multiplicado por un factor de seguridad (FS) de **1.35** para muros provisionales y **1.5** para muros permanentes:¹²⁵

$$\phi_P V_P = 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c t_F \Rightarrow D'_c = L_P + 2 \left(\frac{t_F}{2} \right) = L_P + t_F$$

Entonces:

$$(FS)T_D \leq \phi_P V_P$$

Donde:

ϕ_P = Factor de reducción de punzonamiento AASHTO (**0.90**)

V_P = Resistencia al cortante por punzonamiento (KN)

¹²⁵ Ibídem

$DC =$ Longitud de la base de la superficie de punzonamiento al centro del espesor de la pantalla (m)

$D'C =$ Longitud de la superficie de punzonamiento al refuerzo

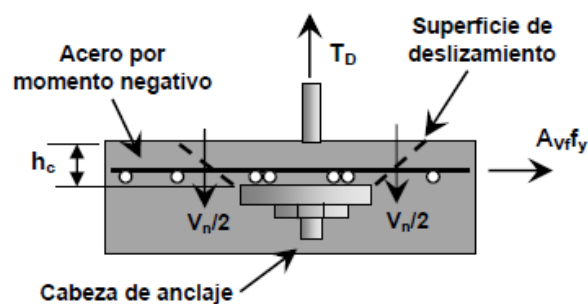
$tF =$ Espesor total de la pantalla (m)

$Lp =$ Longitud de la placa, $LP = E \text{ ó } F$ (m)

Existen muchas formas de colocación de la placa de punzonamiento, una de ellas es colocarla justo encima del refuerzo por flexión negativa de la pantalla, por lo que debe calcularse la contribución a cortante de dicho refuerzo con el método de diseño de cortante por fricción, el enfoque básico de este método consiste en suponer que el concreto puede agrietarse de manera desfavorable o que puede presentarse un deslizamiento a lo largo de un plano de falla. Con el fin de prevenir una falla a cortante directo debe suministrarse refuerzo a través de la grieta potencial o real, o del plano de corte.

La figura 2.44, ilustra un bloque de concreto agrietado, donde la grieta se encuentra atravesada por el refuerzo. Una fuerza cortante V_n actúa en forma paralela a la grieta (suponiendo una falla a 45°) y la tendencia del bloque superior a deslizarse con relación al inferior es resistida principalmente por la fricción en la interface de concreto en la grieta.¹²⁶

Figura 2.44. Punzonamiento de la pantalla con placa apoyada sobre refuerzo.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 160

¹²⁶ Ibídem

La fuerza del anclaje, **TD**, produce una presión igual, pero opuesta entre las caras de concreto a cada lado de la grieta. En el diagrama, es evidente que el valor máximo de esta presión en la interface es **Avf.fy**, donde **Avf** es el área total de acero que atraviesa la grieta y **fy** es su resistencia a la fluencia.

La resistencia del concreto al deslizamiento puede expresarse en términos de la fuerza normal multiplicada por un coeficiente de fricción, **μ**. La suma de fuerzas horizontales debe ser igual a cero.¹²⁷

$$V_n = 0.707 A_{vf} f_y (1 + \mu)$$

Las disposiciones del Código *ACI 318, sección 11.7* se fundamentan en la ecuación anterior. La resistencia de diseño debe tomarse igual a **ΦCVn**, donde **ΦC = 0.85** para diseño de cortante por fricción y **Vn** no debe exceder al menor entre **0.2f'cAc** ó **3.56 Ac** (KN). Si se define la cuantía de acero **ρ = Avf /Ac**, donde **Ac**, en este caso es el área de la superficie fisurada, se puede volver a formular la ecuación siguiente en términos del esfuerzo nominal a cortante **vn**:¹²⁸

$$v_n = \mu \rho f_y \text{ (MPa)}$$

El movimiento relativo del concreto en los lados opuestos de la grieta también somete las barras individuales de refuerzo a una acción de cortante y la resistencia de dovela sometida a esta acción contribuye con la resistencia al cortante. Sin embargo, es común no tener en cuenta el efecto de dovela por simplicidad en el diseño y para compensar esto, se utiliza un valor del coeficiente de fricción alto (**1.4**).¹²⁹

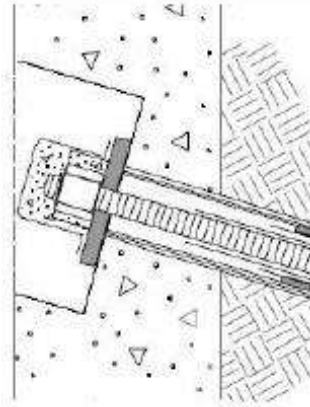
¹²⁷ Ibídem

¹²⁸ Ibídem

¹²⁹ Ibídem

La figura 2.45 muestra otra alternativa para la construcción de la cabeza del anclaje, la cual implica varios aspectos a tener muy en cuenta tanto para su construcción como para su diseño.

Figura 2.45. Cabeza del anclaje.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 69

Algunos de estos aspectos son los siguientes:

Se debe considerar que el proceso constructivo de este tipo de alternativa implicaría grandes costos al momento de colocar la pantalla de concreto, debido al gran trabajo que conllevaría elaborar los encofrados adecuados para conformar dicha estructuración final de la cabeza.

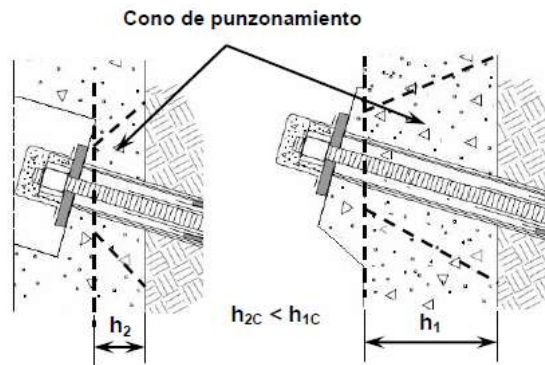
Otro aspecto muy importante a tomar en cuenta, es que si las partes que componen la cabeza del anclaje (placa, tuercas, etc.) no están protegidas adecuadamente contra la corrosión; esta puede generar una pérdida progresiva del metal del que están fabricados dichos elementos, conllevando a la falla del tendón por una baja durabilidad.¹³⁰

En cuanto al diseño estructural, se debe evaluar las siguientes condiciones:

¹³⁰ *Ibíd*em

Para la revisión por punzonamiento del concreto, la altura de la superficie del cono de punzonamiento, h_c , sería muy pequeña en comparación con configuraciones normales como para que el concreto genere una resistencia adecuada que soporte la fuerza actuante del tendón. Esta altura puede asumirse como si la placa no tiene inclinación alguna.¹³¹ Ver figura 2.46.

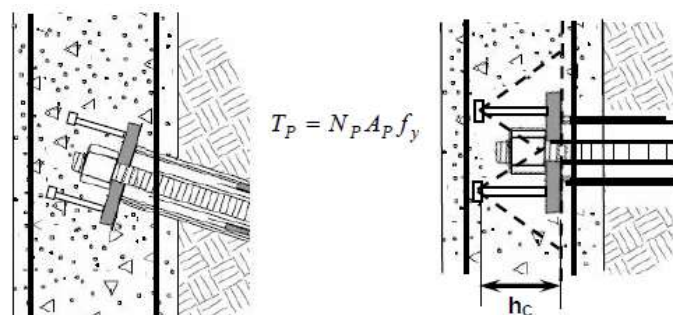
Figura 2.46. Comparación de alturas de punzonamiento.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 69

En el caso que la placa estuviera embebida en la pantalla de concreto, sería recomendable utilizar una conexión a base de pernos colocados mediante soldadura en la placa de soporte y analizarlo como si la placa no tuviera inclinación (ver figura 2.47), de manera que con la longitud de los pernos se genere una mayor altura de punzonamiento, h_c .¹³²

Figura 2.47. Cabeza con conexión emperrada.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 129

¹³¹ Ibídem

¹³² Ibídem

Donde:

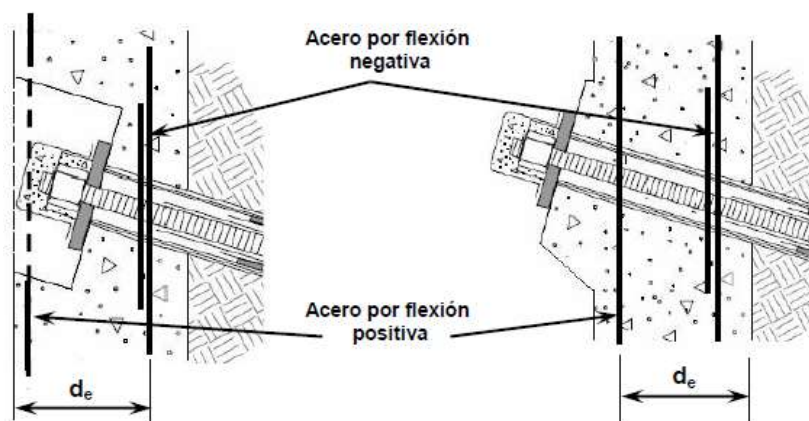
$NP = \text{Número de pernos (generalmente 4)}$

$AP = \text{Área del perno (m}^2\text{)}$

En cuanto al análisis por flexión de la pantalla de concreto, debe revisarse si el acero requerido por flexión negativa (acero del paramento en contacto con el suelo) tiene el recubrimiento de concreto suficiente como protección contra la corrosión. También debe revisarse si la demanda de este permite que se pueda realizar la conformación estructural de la pantalla, ya que el peralte efectivo para el análisis, d_e , es muy pequeño y puede no ser suficiente para desarrollar el brazo de palanca necesario para generar una falla dúctil del acero de refuerzo. En el caso del acero por flexión positiva (acero colocado en el paramento exterior).

También debe revisarse los requisitos de adherencia del acero de refuerzo (longitudes de desarrollo), de tal manera que se determine si tal discontinuidad en la pantalla es permisible.¹³³ Ver figura 2.48.

Figura 2.48. Acero por flexión negativa y positiva en dirección vertical.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 169

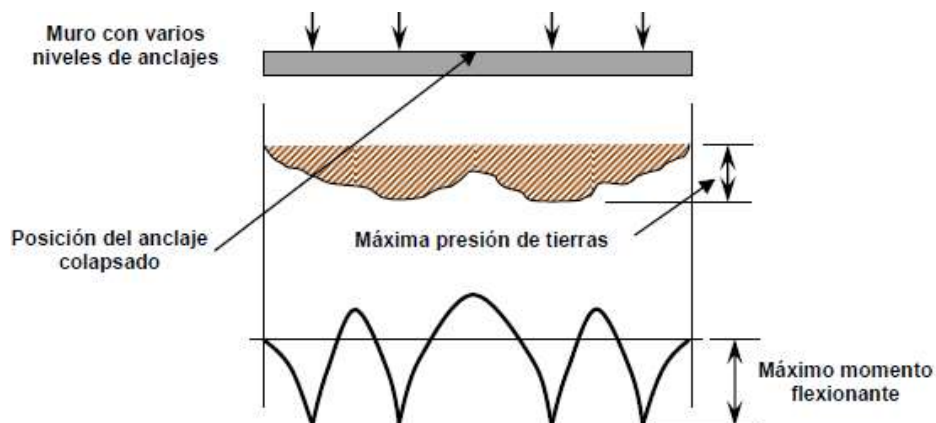
¹³³ Ibídem

2.3.1.4.3.7 DISEÑO DE LA PANTALLA CONSIDERANDO LA FALLA PROGRESIVA

Existe otra metodología de diseño de muros anclados considerada por algunos autores como conservadora y que posee un carácter complementario a otros diseños, es la metodología de diseño de la falla progresiva recomendada por el cuerpo de ingenieros de E.E.U.U. Esta metodología es aplicable a sistemas de muros anclados rígidos como el que se trató anteriormente por su capacidad de distribuir y transferir las cargas ante el fallo de un anclaje dentro del sistema.

La distribución de la presión de tierras y los momentos de flexión en la pantalla para el caso en un anclaje ha fallado se ilustra en la Figura 2.49. Esto demuestra que las presiones de la tierra también se concentran en los lugares de anclajes adyacentes, y los momentos de flexión aumentan en los lugares adyacentes del anclaje.¹³⁴

Figura 2.49. Diagrama de momento para el método de falla progresiva.



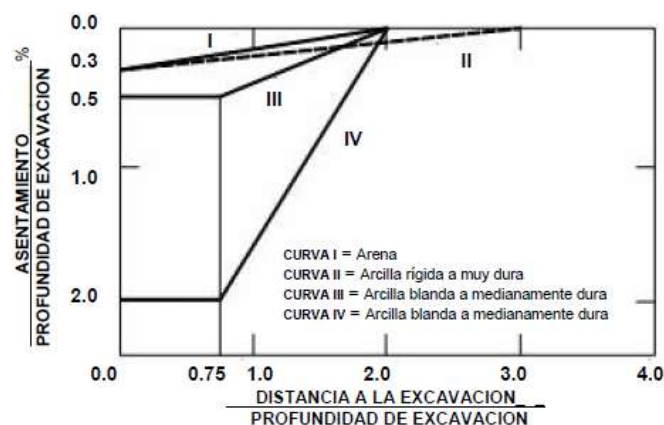
Fuente: Strom & Ebeling, Methods used in tieback wall design and construction to prevent local anchor failure, pág. 12

¹³⁴ Ibídem

2.3.1.4.3.8 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN EL MURO ANCLADO

Dependiendo de las limitaciones del proyecto, los requisitos con respecto al control de la pantalla y los movimientos de tierra pueden variar. Por ejemplo, los muros anclados permanentes construidos en suelos granulares sin estructuras cercanas representan poca preocupación con respecto a los movimientos o asentamientos que el muro experimentar, ya que no serán críticos. Sin embargo, puede ser el tema principal de diseño cuando se necesite un sistema de apoyo temporal en una excavación ubicada en una zona urbana, debido a la posible presencia de estructuras en varias direcciones. Los desplazamientos laterales máximos para muros anclados construidos en arenas y arcillas rígidas en promedio deben ser de $0.002H$, teniendo como valor máximo $0.005H$ aproximadamente, en donde “ H ” es la altura del muro. Los desplazamientos verticales máximos en estos materiales en promedio son de $0.0015H$, tomando un valor máximo de $0.005H$ refiérase al reporte de Sabatini, “Ground anchored systems and anchored wall” Los perfiles de asentamiento, ilustrados en la Figura 3.52 fueron recomendados por Clough y O'Rourke (1990) para estimar los asentamientos superficiales del terreno adyacente a excavaciones arriostradas o ancladas que ocurren durante la excavación y la construcción. Las curvas I y II se utilizan comúnmente para muros anclados de carácter permanente.¹³⁵

Figura 2.50. Perfil de asentamientos de tierras detrás del muro anclado.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 120

¹³⁵ Ibídem

2.3.2 DISEÑO SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E.030 – 2016

2.3.2.1 GENERALIDADES

2.3.2.1.1 ALCANCES DEL DISEÑO

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en numeral 2.3.2.1.2. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos. El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en el numeral 2.3.2.3.2, deberá ser aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta norma en lo que sea aplicable. Además de lo indicado en esta norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.¹³⁶

2.3.2.1.2 FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

¹³⁶ ICG - Instituto de la Construcción y Gerencia, Recuperado en: http://cdn-web.construccion.org/normas/files/tecnicas/RNE_E-030.pdf, pág. 2.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía, se establecen en la presente norma los siguientes principios:

La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de los límites aceptables.

Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla 2.18, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.¹³⁷

2.3.2.1.3 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos para el análisis sismorresistente de edificaciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

¹³⁷ *Ibíd*em

2.3.2.1.4 CONSIDERACIONES GENERALES

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas prescritas en esta norma, siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados. No es necesario considerar simultáneamente los efectos del sismo y viento. Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. Se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas.¹³⁸

2.3.2.2 PELIGRO SÍSMICO

2.3.2.2.1 ZONIFICACIÓN

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 2.53. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.¹³⁹

Figura 2.51. Zonas sísmicas en el Perú.



Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 5

¹³⁸ Ibídem

¹³⁹ Ibídem

TABLA 2.14. FACTORES DE ZONA "Z"

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 5

2.3.2.2.2 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESTUDIOS DE SITIO

2.3.2.2.2.1 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos del sismo y fenómenos asociados como licuación de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Para los siguientes casos, podrán ser considerados los resultados de los estudios de microzonificación correspondientes:¹⁴⁰

- Áreas de expansión de ciudades.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

2.3.2.2.2.2 ESTUDIOS DEL SITIO

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño. Los estudios de sitio deberán realizarse, entre otros casos, en grandes complejos industriales, industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes. No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta norma.¹⁴¹

¹⁴⁰ Ibídem

¹⁴¹ Ibídem

2.3.2.2.3 CONDICIONES GEOTÉCNICAS

a. Perfil I Tipo S0: Roca dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{V}_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{V}_s .¹⁴²

b. Perfil I Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²). Arena muy densa o grava arenosa densa, con \bar{N}_{60} mayor que 50. Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²).¹⁴³

c. Perfil I Tipo S2: Suelos intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} entre 15 y 50.¹⁴⁴

¹⁴² Ibídem

¹⁴³ Ibídem

¹⁴⁴ Ibídem

d. Perfil I Tipo S3: Suelos blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT \bar{N}_{60} menor que 15. Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad. Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u , menor que 25 kPa.¹⁴⁵

e. Perfil Tipo S4: Condiciones excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.¹⁴⁶

La Tabla 2.15 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

TABLA 2.15. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 6

¹⁴⁵ Ibídem

¹⁴⁶ Ibídem

2.3.2.2.4 PARÁMETROS DEL SITIO (S, Tp y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las tablas 2.16 y 2.17.¹⁴⁷

TABLA 2.16. FACTORES DE SUELO "S"

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 7

TABLA 2.17. PERIODOS "TP" Y "TL"

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _l (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 7

2.3.2.2.5 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

¹⁴⁷ Ibídem

2.3.2.3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD EN EDIFICACIONES

2.3.2.3.1 CATEGORÍAS DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR USO (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla 2.18.

TABLA 2.18. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 7)

2.3.2.3.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES

2.3.2.3.2.1 ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" de la Norma Técnica E.060 del RNE.

Pórticos. Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.¹⁴⁸

¹⁴⁸ Ibídem

Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL). Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se construye máximo 8 pisos.¹⁴⁹

2.3.2.3.3 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL

TABLA 2.19. CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", págs. 8,9

¹⁴⁹ Ibídem

2.3.2.3.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la tabla 2.20. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda.¹⁵⁰

TABLA 2.20. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 9

2.3.2.3.5 REGULARIDAD ESTRUCTURAL

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la tabla 2.23.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

¹⁵⁰ Ibídem

Estructuras regulares. Son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas 2.21 y 2.22. En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0. Estructuras irregulares. Son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las tablas 2.21 y 2.22.¹⁵¹

2.3.2.3.6 FACTORES DE IRREGULARIDAD

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la tabla 2.21 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la tabla 2.22 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.¹⁵²

TABLA 2.21 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 2.23) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,60

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", págs. 9,10

¹⁵¹ Ibídem

¹⁵² Ibídem

TABLA 2.22. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 2.24</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 2.23) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 2.24</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85

Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90
--	------

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 10

2.3.2.3.7 RESTRICCIONES A LA IRREGULARIDAD

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la tabla 2.23.

TABLA 2.23. CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 10

2.3.2.3.8 COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente $R0$ determinado a partir de la tabla 2.20 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las tablas 2.21 y 2.22.¹⁵³

$$R = R0 \cdot I_a \cdot I_p$$

2.3.2.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.3.2.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares, deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño. Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pretensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.¹⁵⁴

2.3.2.4.2 MODELOS PARA EL ANÁLISIS

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósito de esta norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.¹⁵⁵

¹⁵³ Ibídem

¹⁵⁴ Ibídem

¹⁵⁵ Ibídem

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución antes mencionada; en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada. Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

En los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L).¹⁵⁶

2.3.2.4.3 ESTIMACIÓN DEL PESO

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

¹⁵⁶ *Ibidem*

2.3.2.4.4 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 2.3.2.4.5).
Análisis dinámico modal espectral (numeral 2.3.2.4.6).

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, podrá usarse con fines de verificación; pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en el numeral 2.3.2.4.5 y 2.3.2.4.6.¹⁵⁷

2.3.2.4.5 ANÁLISIS ESTÁTICO

2.3.2.4.5.1 GENERALIDADES

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 2.3.2.3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.¹⁵⁸

2.3.2.4.5.2 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

¹⁵⁷ Ibídem

¹⁵⁸ Ibídem

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

2.3.2.4.5.3 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS EN ALTURA

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:¹⁵⁹

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

2.3.2.4.5.4 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

¹⁵⁹ Ibídem

Donde:

$CT = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$CT = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$CT = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente, podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2\right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i\right)}}$$

Donde:

f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.¹⁶⁰

¹⁶⁰ Ibídem

2.3.2.4.5.5 EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse, además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:¹⁶¹

- a. En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

- b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i) se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.¹⁶²

2.3.2.4.5.6 FUERZAS SÍSMICAS VERTICALES

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 Z \cdot U \cdot S$. En elementos horizontales de grandes luces, volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 2.3.2.4.6.2.¹⁶³

¹⁶¹ Ibídem

¹⁶² Ibídem

¹⁶³ Ibídem

2.3.2.4.6 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.¹⁶⁴

2.3.2.4.6.1 MODOS DE VIBRACIÓN

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.¹⁶⁵

2.3.2.4.6.2 ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definidas por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

2.3.2.4.6.3 CRITERIOS DE COMBINACIÓN

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.¹⁶⁶

¹⁶⁴ Ibídem.

¹⁶⁵ Ibídem

¹⁶⁶ Ibídem

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.¹⁶⁷

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \lambda) \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05 ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j . Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión:¹⁶⁸

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

2.3.2.4.6.4 FUERZA CORTANTE MÍNIMA

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entresque de edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 2.3.2.4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.¹⁶⁹

¹⁶⁷ Ibídem

¹⁶⁸ Ibídem

¹⁶⁹ Ibídem

2.3.2.4.6.5 EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.¹⁷⁰

2.3.2.5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

2.3.2.5.1 DETERMINACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Para el cálculo de los desplazamientos laterales, no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 2.3.2.4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 2.3.2.4.6.4.¹⁷¹

2.3.2.5.2 DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS PERMISIBLES

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 2.3.2.5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla 2.24.¹⁷²

¹⁷⁰ Ibídem

¹⁷¹ Ibídem

¹⁷² Ibídem

TABLA 2.24. LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO.

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 13

2.3.2.5.3 SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima **s** para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:¹⁷³

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

Donde **h** es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar **s**. El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de 2/3 del desplazamiento máximo calculado según el numeral 2.3.2.5.1 ni menores que **s/2** si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria. En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de **s/2** que le corresponde más el valor **s/2** de la estructura vecina.¹⁷⁴

2.3.2.5.4 REDUNDANCIA

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.¹⁷⁵

¹⁷³ Ibídem

¹⁷⁴ Ibídem

¹⁷⁵ Ibídem

2.3.2.6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

2.3.2.6.1 GENERALIDADES

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando conectados o no al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema; pero su aporte a la rigidez no es significativo. Para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sismorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura, deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños. Dentro de los elementos no estructurales que deben tener adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas se incluyen:¹⁷⁶

- Cercos, tabiques, parapetos, paneles prefabricados.
- Elementos arquitectónicos y decorativos entre ellos cielos rasos, enchapes.
- Vidrios y muro cortina.
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias.
- Instalaciones eléctricas.
- Instalaciones de gas.
- Equipos mecánicos.
- Mobiliario cuya inestabilidad signifique un riesgo.

2.3.2.6.2 FUERZAS DE DISEÑO

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociada a su peso (P_e), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación:¹⁷⁷

$$F = \frac{a_j}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

¹⁷⁶ Ibídem

¹⁷⁷ Ibídem

Donde a_i es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema estructural de la edificación y debe evaluarse mediante un análisis dinámico de la estructura. Alternativamente, podrá utilizarse la siguiente ecuación:¹⁷⁸

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde F_i es la fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural calculada de acuerdo al numeral 2.3.2.4.5 y P_i el peso de dicho nivel. Los valores de C_1 se tomarán de la tabla 2.25.

Para calcular las solicitaciones de diseño en muros, tabiques, parapetos y en general elementos no estructurales con masa distribuida; la fuerza F se convertirá en una carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para muros y tabiques soportados horizontalmente en dos niveles consecutivos, se tomará el promedio de las aceleraciones de los dos niveles.¹⁷⁹

TABLA 2.25. VALORES DE C_1

VALORES DE C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

Fuente: Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", pág. 14

¹⁷⁸ Ibídem

¹⁷⁹ Ibídem

2.3.2.6.3 FUERZA HORIZONTAL MÍNIMA

En ningún nivel del edificio, la fuerza F calculada con el numeral 2.3.2.6.2 será menor que $0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$.

2.3.2.6.4 FUERZAS SÍSMICAS VERTICALES

La fuerza sísmica vertical se considerará como 2/3 de la fuerza horizontal.

Para equipos soportados por elementos de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 2.3.2.4.6.2.¹⁸⁰

2.3.2.6.5 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LOCALIZADOS EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, POR DEBAJO DE LA BASE Y CERCOS

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:¹⁸¹

$$F = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$$

2.3.2.7 CIMENTACIONES

2.3.2.7.1 GENERALIDADES

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación. La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.¹⁸²

¹⁸⁰ Ibídem

¹⁸¹ Ibídem

¹⁸² Ibídem

2.3.2.7.2 CAPACIDAD PORTANTE

En todo estudio de mecánica de suelos, deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.¹⁸³

2.3.2.7.3 MOMENTO DE VOLTEO

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según los numerales 2.3.2.4.5 o 2.3.2.4.6. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta norma deberá ser mayor o igual que 1,2.¹⁸⁴

2.3.3 CARGAS

2.3.3.1 DEFINICIONES

Carga: Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Carga muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.

Carga viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

¹⁸³ Ibídem

¹⁸⁴ Ibídem

2.3.3.2 CARGA MUERTA

2.3.3.2.1 MATERIALES

Se considerará el peso real de los materiales que conforman y los que deberán soportar la edificación, calculados en base a los pesos unitarios que aparecen en el Anexo 3; pudiéndose emplear pesos unitarios menores cuando se justifiquen debidamente. El peso real se podrá determinar por medio del análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos de los fabricantes.¹⁸⁵

2.3.3.2.2 DISPOSITIVOS DE SERVICIO Y EQUIPO

Se considerará el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación; incluyendo las tuberías, ductos, equipos de calefacción y aire acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, maquinaria para ascensores y otros dispositivos fijos similares. El peso de todo este material se incluirá en la carga muerta. El peso de los equipos con los que se amueble una zona dada, será considerado como carga viva.¹⁸⁶

2.3.3.2.3 TABIQUES

Se considerará el peso de todos los tabiques, usando los pesos reales en las ubicaciones que indican los planos. Cuando exista tabiquería móvil, se aplicará lo indicado en el Artículo 2.3.3.3.1.2.¹⁸⁷

¹⁸⁵ *Ibíd*em

¹⁸⁶ *Ibíd*em

¹⁸⁷ *Ibíd*em

2.3.3.3 CARGA VIVA

2.3.3.3.1 CARGA VIVA DEL PISO

2.3.3.3.1.1 CARGA MÍNIMA REPARTIDA

Se usará como mínimo los valores que se establecen en la tabla 2.26 para los diferentes tipos de ocupación o uso, valores que incluyen un margen para condiciones ordinarias de impacto. Su conformidad se verificará de acuerdo a las disposiciones del Artículo 2.3.3.3.1.3.¹⁸⁸

TABLA 2.26. CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS.

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m²)
Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Fuente: Norma E.020 "Cargas", pág. 2

a) Cuando la ocupación o uso de un espacio no sea conforme con ninguno de los que figuran en la tabla 2.26, el proyectista determinará la carga viva justificándola ante las autoridades competentes.

b) Las cargas vivas de diseño deberán estar claramente indicadas en los planos del proyecto.

¹⁸⁸ Ibídem

2.3.3.3.1.2 TABIQUERÍA MÓVIL

El peso de los tabiques móviles se incluirá como carga viva equivalente uniformemente repartida por metro cuadrado con un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²), para divisiones livianas móviles de media altura, y de 1,0 kPa (100 kgf/m²), para divisiones livianas móviles de altura completa. Cuando en el diseño se contemple tabiquerías móviles, deberá colocarse una nota al respecto, tanto en los planos de arquitectura como en los de estructuras.¹⁸⁹

2.3.3.3.1.3 CONFORMIDAD

Para determinar si la magnitud de la carga viva real es conforme con la carga viva mínima repartida, se hará una aproximación de la carga viva repartida real promediando la carga total que en efecto se aplica sobre una región rectangular representativa de 15 m² que no tenga ningún lado menor que 3,00 m.¹⁹⁰

2.3.3.4 PRESIONES DE TIERRA

Todo muro de contención será diseñado para resistir, en adición a las cargas verticales que actúan sobre él, la presión lateral del suelo y sobrecargas, más la presión hidrostática correspondiente al máximo nivel freático probable.

Se considerarán las subpresiones causadas por la presión hidrostática. Para el cálculo de la magnitud y ubicación de las presiones laterales del suelo se podrá emplear cualquiera de los métodos aceptados en la mecánica de suelos.

Cuando la presión lateral del suelo se opone a la acción estructural de otras fuerzas (ej. cisternas enterradas), no se tomará en cuenta en esta combinación de cargas; pero sí se debe considerar su acción en el diseño.¹⁹¹

¹⁸⁹ Ibídem

¹⁹⁰ Ibídem

¹⁹¹ Ibídem

2.3.3.5 COMBINACIONES DE CARGA

2.3.3.5.1 RESISTENCIA REQUERIDA

- A.** La resistencia requerida para cargas muertas (*CM*) y cargas vivas (*CV*) será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV$$

- B.** Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (*CVi*), además de lo indicado en **A**, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CVi)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CVi$$

- C.** Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (*CS*), además de lo indicado en **A**, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0,9 CM \pm CS$$

- D.** No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

- E.** Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (*CE*), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado en **A**, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 CM + 1,7 CE$$

- F.** Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, además de los indicados en **A**, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL$$

- G.** Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, estas deberán incluirse en la carga viva (CV).
- H.** Si fuera necesario incluir en el diseño, el efecto de las cargas de nieve o granizo, estas deberán considerarse como cargas vivas (CV).
- I.** Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico de concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción compensada o cambios de temperatura; la resistencia requerida, además de lo indicado en **A**, deberá ser:

$$U = 1,05 CM + 1,25 CV + 1,05 CT$$

$$U = 1,4 CM + 1,4 CT$$

- J.** Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida, la expansión de concretos de retracción compensada o cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante la vida útil de la estructura.
- K.** Para el diseño de zonas de anclaje de tendones de postensado, se aplicará un factor de carga de 1,2 a la fuerza máxima aplicada por el gato.

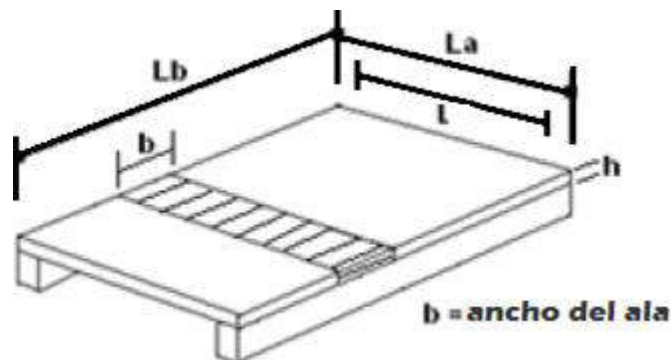
2.3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.3.4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

2.3.4.1.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

El Código ACI 318-14 y la NTE E.060 especifican los espesores mínimos (tabla 2.27) para losas no preesforzadas, construidas con concreto de peso normal y refuerzo grado 60, siempre y cuando la losa no soporte o no esté unida a una construcción que pueda dañarse por las grandes deflexiones.

Figura 2.52. Losas aligeradas armadas en una dirección.



Fuente: Serrano, Diseño de estructuras de concreto armado, pág. 2

TABLA 2.27. PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS ALIGERADAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

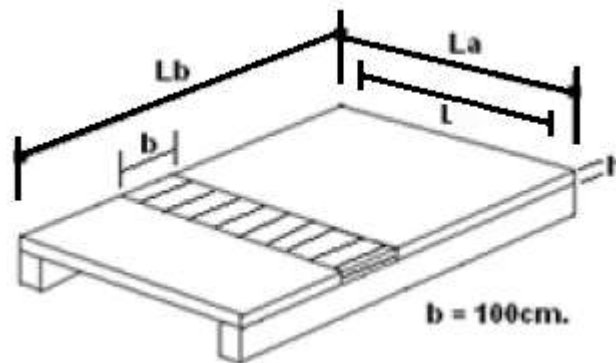
Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado", pág. 67

2.3.4.1.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS

2.3.4.1.2.1 LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCIÓN

El Código ACI 318-14 y la NTE E.060 especifican los espesores mínimos (tabla 2.28) para losas no preesforzadas, construidas con concreto de peso normal y refuerzo grado 60, siempre y cuando la losa no soporte o no esté unida a una construcción que pueda dañarse por las grandes deflexiones. Pueden utilizarse espesores menores si los cálculos de las deflexiones lo permiten.

Figura 2.53. Losas macizas armadas en una dirección.



Fuente: Serrano, Diseño de estructuras de concreto armado, pág. 2

TABLA 2.28. PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS MACIZAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN.

Elementos	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado", pág. 67

2.3.4.1.2.2 LOSAS MACIZAS EN DOS DIRECCIONES

Espesores mínimos de las losas armadas en dos direcciones sin vigas interiores ACI-318-14 – NTE E.060. l_n es la luz libre en la dirección de la luz mayor entre apoyos para losas sin vigas o entre caras de vigas para losas con vigas. El espesor mínimo h para las losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

- Para $\alpha_m \leq 0.2$, se consideran los espesores de la tabla 2.29.

TABLA 2.29. ESPESORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES.

f_y MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde §		Sin vigas de borde	Con vigas de borde §	
280	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
420	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$
520	$\frac{l_n}{28}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{34}$	$\frac{l_n}{34}$

Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado", pág. 71

- Para $0.2 < \alpha_m < 2.0$, h no debe ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)}$$

- Para $\alpha_m > 2.0$, h no debe ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

Donde:

l_n = Luz libre del paño en la dirección larga medida de cara a cara de vigas.

β = Relación de luz libre mayor a luz libre menor.

αf = Relación de rigidez a flexión de la sección de la viga a rigidez a flexión de un ancho de losa limitada lateralmente por las líneas centrales de paños adyacentes a cada lado de la viga.

αm = Promedio de los valores αf en todo el perímetro del paño. Para losas sin vigas tomar $\alpha m=0$

Adicionalmente, deben cumplirse los siguientes mínimos:

- Losas sin vigas ni ábacos, $h \geq 12.5$ cm.
- Losas sin vigas con ábacos, $h \geq 10.0$ cm.
- Losas con vigas en los cuatro bordes (con $\alpha m \geq 2.0$), $h \geq 9.0$ cm.

Podemos utilizar la siguiente fórmula para un cálculo más rápido del peralte:

$$h = \frac{\text{perímetro del paño}}{180}$$

2.3.4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para las vigas no preesforzadas, la altura total de la viga, h , no debe ser menor que los límites de la tabla 2.30.

TABLA 2.30. PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS MACIZAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN.

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado", pág. 67

Podemos utilizar la siguiente fórmula para no verificar deflexiones:

$$h = \frac{L}{10} \quad \text{o} \quad h = \frac{L}{12}$$

Para el ancho de viga:

$$b = \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad b_{min} = 25 \text{ cm}$$

2.3.4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para edificios que tengas muros de corte en las dos direcciones tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar controlados por los muros, las columnas se pueden predimensionar suponiendo un área de:

TABLA 2.31. ÁREA DE COLUMNAS PARA PREDIMENSIONAMIENTO.

Área de columnas para predimensionamiento	
Columnas centrada	$A_{col} = P_{servicio}/0.45 (f'c)$
Columna excéntrica Columnas esquinada	$A_{col} = P_{servicio}/0.35 (f'c)$

Fuente: Blanco, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, pág. 50

2.3.4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS O MUROS DE CORTE

Según la Norma E.060, el espesor mínimo del muro debe cumplir con la tabla 2.32. Se permiten muros más delgados cuando el análisis estructural demuestre que el muro posee resistencia y estabilidad adecuada.

TABLA 2.32. ESPESOR MÍNIMO DEL MURO, “H”

Tipo de muro	espesor mínimo del muro , h		
De corte	El mayor de:	15 cm	(a)
		1/25 de H entre elementos que le proporcionan apoyo lateral	(b)
Exteriores de sótanos y cimentaciones	20 cm		(c)

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14), pág. 174

Para calcular la longitud del alma, podemos usar la siguiente fórmula:

$$L_x = V_{basal.x} / \phi 0.53 (\sqrt{f_c}) h 0.8$$

Donde:

L_x = longitud del alma en la dirección X

$V_{basal.x}$ = cortante basal en la dirección X

h = espesor mínimo del muro

$\phi = 0.85$

$$L_y = V_{basal.y} / \phi 0.53 (\sqrt{f_c}) h 0.8$$

Donde:

L_y = longitud del alma en la dirección Y

$V_{basal.y}$ = cortante basal en la dirección Y

h = espesor mínimo del muro

2.3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.3.5.1 PARA CARGAS DE GRAVEDAD

2.3.5.1.1 ANÁLISIS DE LAS LOSAS ALIGERADAS

Para el análisis de las losas aligeradas, las viguetas han sido modeladas como elementos continuos con apoyos simples en vigas y en aquellas placas perpendiculares a la dirección del aligerado. En el análisis; se consideran las cargas de servicio por gravedad y la mayoración de cargas queda dada por la siguiente combinación:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

2.3.5.1.2 ANÁLISIS DE LAS LOSAS MACIZAS

La Norma E.060 permite el uso de métodos analíticos de aproximación, uno de estos métodos es el método de coeficientes del ACI para losas macizas armadas en una dirección o el método directo para losas macizas armadas en dos direcciones. Para nuestro análisis, utilizaremos el método de elementos finitos con el programa SAFE 2014; es también un método de aproximación, pero se acerca más a la realidad del comportamiento de la estructura.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

2.3.5.2 PARA CARGAS DE SISMO

La distribución de esfuerzos en los elementos de cada pórtico (vigas, columnas, placas) puede hacerse de varias maneras según se usen métodos más simplificados o programas elaborados.

Se realizará un modelo tridimensional del edificio en el programa ETABS 2015 para analizar la estructura y conocer los esfuerzos y desplazamientos.

2.3.5.2.1 ANÁLISIS DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales que trabajan a flexión, cortante, torsión, pero principalmente a flexión y cortante, El análisis permite conocer el momento último M_u para el diseño a flexión y el cortante último V_u para el diseño a cortante. Para analizar vigas, usaremos el método de elementos finitos con el software Etabs 2015; el modelo considera un análisis tridimensional y logra datos más precisos que un análisis manual.

2.3.5.2.2 ANÁLISIS DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que trabajan a flexocompresión y cortante, el análisis permite conocer la carga axial última P_u y los momentos flexionantes últimos M_{ux} y M_{uy} para el diseño a flexocompresión y el cortante último V_u para el diseño por corte. Para analizar columnas usaremos el método de elementos finitos con el software Etabs 2015; el modelo considera un análisis tridimensional y logra datos más precisos que un análisis manual.

2.3.5.2.3 ANÁLISIS DE MUROS DE CORTE

Los muros de corte son elementos estructurales que rigidizan la estructura y absorben las fuerzas de corte generados por eventos sísmicos, trabajan a flexo compresión y cortante, el análisis permite conocer la carga axial última P_u y los momentos flexionantes últimos M_{ux} y M_{uy} para el diseño a flexo compresión y el cortante último V_u para el diseño por corte. El análisis se hará en el software etabs 2015.

ANÁLISIS DE LOS MUROS DEL SÓTANO SIN ANCLAJES

Los muros del sótano son parte de los muros de corte. La cara en contacto con el terreno, se comporta como una losa armada en dos direcciones, el análisis nos permite conocer los momentos flexionantes últimos M_{uz} y M_{uy} para el diseño de la losa. El análisis se hará en el software Safe 2014.

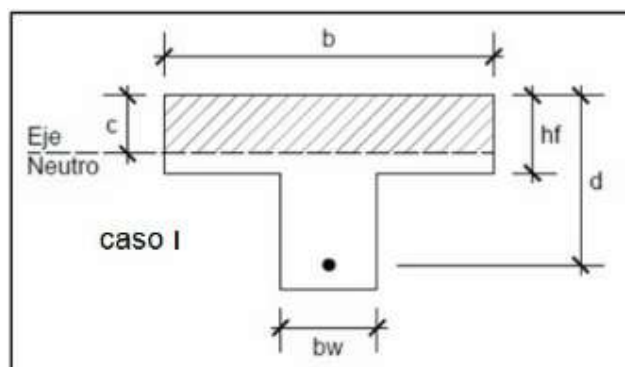
2.3.6 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.3.6.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

2.3.6.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Si $a \leq hf$ entonces se analizará como en el caso I

Figura 2.54. Losas aligeradas armadas en una dirección.



Fuente: Blanco, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, pág. 167

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

Donde:

As = área de acero

Mu = momento último

$\phi = 0.90$ para elementos sometidos a flexión

fy = resistencia del acero a la fluencia

d = peralte efectivo

a = distancia vertical de la zona a compresión

fc = resistencia a la compresión

b = ancho del área a compresión.

Para calcular el acero mínimo para refuerzo por flexión

La norma E.060 recomienda:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$$

Para calcular el acero máximo para refuerzo por flexión

$$\rho = \max 0.75\rho_b \qquad A_{smax} = 0.75 \rho b_w d$$

La tabla 2.3.3 indica cuantías máximas para diferentes resistencias del concreto

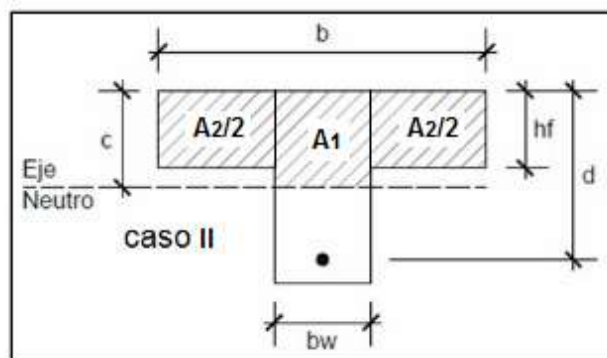
TABLA 2.33. CUANTÍAS MÁXIMAS PARA DIFERENTES RESISTENCIAS DEL CONCRETO

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283

Fuente: Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, pág. 86

Si $a > hf$ entonces se analizará como en el caso II

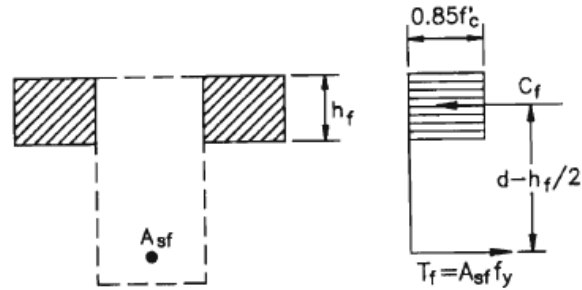
Figura 2.55. Losas aligeradas armadas en una dirección.



Fuente: Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado., págs. 98,99

En el primer estado, por equilibrio se plantea:

Figura 2.56. Losas aligeradas armadas en una dirección.



Fuente: Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado., págs. 98,99

$$C_f = T_f$$

$$A_{sf} f_y = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

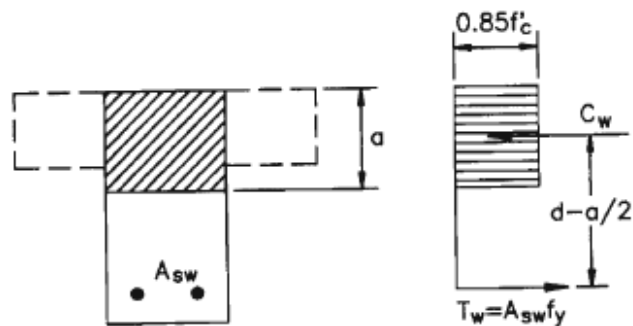
$$A_{sf} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} (b - b_w) h_f$$

$$M_{nf} = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f (d - h_f/2)$$

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

En el segundo estado, por equilibrio se plantea:

Figura 2.57. Losas aligeradas armadas en una dirección.



Fuente: Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado., págs. 98,99

$$C_w = T_w$$

$$M_{nw} = M_n - M_{nf}$$

$$M_n = M_u / \phi$$

$$A_{sw} = \frac{M_{nw}}{f_y (d - h_f / 2)} \quad a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85 f'_c b}$$

El área de acero será:

$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

Para calcular el acero mínimo para refuerzo por flexión

La norma E.060 recomienda:

$$A_{s \min} = \frac{0,7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Para calcular el acero máximo para refuerzo por flexión

Por razones de seguridad, la Norma E.060 limita la cantidad de acero

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c}{f_y b d} [a_b b_w + (b - b_w) h_f] \quad \rho_{\max} \leq 0.75 \rho_b$$

$$A_{s \max} = 0.75 \rho_b b d$$

2.3.6.1.2 VERIFICACIÓN POR CORTE

Según la Norma E.060:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la sección.

V_c = resistencia al corte del concreto

V_s = resistencia al corte del acero ($V_s = 0$)

V_u = resistencia última al corte

$\phi = 0.85$

b_w = ancho de la sección

d = peralte efectivo

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$$

Debe cumplir:

$$\phi V_n = V_u$$

2.3.6.1.3 CONTROL DE FISURACIÓN

2.3.6.1.3.1 CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El refuerzo en la zona de tracción por flexión debe distribuirse de tal modo que:

$Z \leq 31,000$ kg/cm para elementos con exposición interior

$Z \leq 26,000$ kg/cm para elementos con exposición exterior

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A_c t}$$

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 d A_s)}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el acero de tracción al nivel de cargas de servicio y la norma permite que se suponga igual a $0.6 f_y$

M_s = Momento flector en condiciones de servicio.

d_c = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

A_{ct} = área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras

2.3.6.1.3.2 RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para losas aligeradas en una dirección, ver la tabla 2.34.

TABLA 2.34. CUANTÍAS MÍNIMAS DE REFUERZO CORRUGADO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA CALCULADAS SOBRE EL ÁREA BRUTA DEL CONCRETO.

Tipo de refuerzo	f_y , kg./cm. ²	Cuantía mínima de refuerzo	
Barras corrugadas	< 4200	0.0020	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 4200	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y}$
			0.0014

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14), pág. 94

Pero la norma ACI 224R indica la cuantía mínima de armadura comprendida entre 0,18 y 0,20% - normalmente no controla las fisuras manteniéndolas dentro de límites de diseño aceptables. Para controlar las fisuras y mantenerlas en un nivel en general aceptable, es necesario que la cuantía requerida sea mayor que alrededor de 0,60%.

2.3.6.1.4 CONTROL DE DEFLEXIONES

Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio

Los miembros de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura. Para ver las deflexiones máximas permitidas, ver la tabla 2.35

TABLA 2.35. DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$

Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado", pág. 70

2.3.6.2 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS EN DOS DIRECCIONES

2.3.6.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para losas macizas armada en dos direcciones, la flexión ocurre en ambas direcciones; para diseñar por flexión se usará la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

Donde:

A_s = área de acero

M_u = momento último

ϕ = 0.90 para elementos en sometidos a flexión

f_y = resistencia del acero a la fluencia

d = peralte efectivo

a = distancia vertical de la zona a compresión

f_c = resistencia a la compresión

b = ancho del área a compresión

Para calcular el acero mínimo para refuerzo por flexión

La Norma E.060 recomienda (ver tabla 2.36):

TABLA 2.36. ACERO MÍNIMO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES.

Tipo de refuerzo	f_y , kg./cm. ²	$A_{s,min}$ cm. ²	
Barras corrugadas	< 4200	0.0020 A_g	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 4200	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14), pág. 94

2.3.6.2.2 DISEÑO POR CORTE

Según la Norma E.060:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la sección.

V_c = resistencia al corte del concreto

V_s = resistencia al corte del acero

V_u = resistencia última al corte

$\phi = 0.85$

b_w = ancho de la sección

d = peralte efectivo

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$$

Debe cumplir:

$$\phi V_n = V_u$$

2.3.6.2.3 CONTROL DE FISURACIÓN

2.3.6.2.3.1 CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El refuerzo en la zona de tracción por flexión debe distribuirse de tal modo que:

$Z \leq 31,000$ kg/cm para elementos con exposición interior

$Z \leq 26,000$ kg/cm para elementos con exposición exterior

$$Z = f_s \sqrt[3]{dc Act}$$

$$f_s = \frac{Ms}{(0,9 d As)}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el acero de tracción al nivel de cargas de servicio y la norma permite que se suponga igual a $0.6 f_y$

Ms = Momento flector en condiciones de servicio.

dc = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

Act = área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras

2.3.6.2.3.2 RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

En los sistemas de losas armadas en dos direcciones, el área de la armadura en cada dirección no debe ser menor que la requerida por retracción y temperatura (Ver la tabla 2.37).

TABLA 2.37. CUANTÍAS MÍNIMAS DE REFUERZO CORRUGADO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Tipo de refuerzo	f_y , kg./cm. ²	$A_{s,min}$ cm. ²	
Barras corrugadas	< 4200	0.0020 A_g	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 4200	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14), pág. 94

2.3.6.2.4 CONTROL DE DEFLEXIONES

TABLA 2.38. DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell / 480$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240$

Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado", pág. 70

2.3.6.3 DISEÑO DE VIGAS

2.3.6.3.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

Donde:

A_s = área de acero

M_u = momento último

ϕ = 0.90 según norma ACI 318-14

f_y = resistencia del acero a la fluencia

d = peralte efectivo

a = distancia vertical de la zona a compresión

f_c = resistencia a la compresión

b = ancho del área a compresión

Para calcular el acero mínimo para refuerzo por flexión

La Norma E.060 recomienda:

$$A_s \text{ min} = \frac{0,7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Para calcular el acero máximo para refuerzo por flexión

La norma limita la cantidad de acero según la cuantía balanceada.

$$\rho_{\text{max}} = 0.75\bar{\rho}_b \quad A_{s\text{max}} = 0.75\bar{\rho}_b b_w d$$

La tabla 2.3.9 indica cuantías máximas para diferentes resistencias del concreto

TABLA 2.39. CUANTÍAS MÁXIMAS PARA DIFERENTES RESISTENCIAS DEL CONCRETO

f'_c (kg/cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
$\bar{\rho}_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\bar{\rho}_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283

Fuente: Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, pág. 86

2.3.6.3.2 DISEÑO POR CORTE

Según la Norma E.060:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la sección.

V_c = resistencia al corte del concreto

V_s = resistencia al corte del acero

V_u = resistencia última al corte

$$\phi = 0.85$$

$bw =$ ancho de la sección

$d =$ peralte efectivo

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} bw d$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$$

Debe cumplir:

$$\phi V_n = V_u$$

2.3.6.3.3 CONTROL DE FISURACIÓN

2.3.6.3.3.1 CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS A FLEXIÓN

El refuerzo en la zona de tracción por flexión debe distribuirse de tal modo que:

$Z \leq 31,000$ kg/cm para elementos con exposición interior

$Z \leq 26,000$ kg/cm para elementos con exposición exterior

$$Z = f_s \sqrt[3]{d e A c t}$$

$$f_s = \frac{M_s}{(0,9 d A_s)}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el acero de tracción al nivel de cargas de servicio y la norma permite que se suponga igual a 0.6 f_y .

M_s = Momento flector en condiciones de servicio.

d_c = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

A_{ct} = área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras.

2.3.6.3.4 CONTROL DE DEFLEXIONES

TABLA 2.40. DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l / 180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l / 480$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l / 240$

Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado", pág. 70

2.3.6.4 DISEÑO DE COLUMNAS

2.3.6.4.1 CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA

La Norma E.060 recomienda un área de refuerzo longitudinal de, por lo menos, 0.01 veces el área de la sección bruta de la columna.

La norma E.060 sugiere, como máximo, un área de acero equivalente a 0.06 veces el área de la sección de la columna.

2.3.6.4.2 EFECTOS DE ESBELTEZ

El código del **ACI** recomienda que el efecto de esbeltez se desprecie si se cumple:

- Para columnas no arriostradas:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

- Para columnas arriostradas:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva que puede ser estimado empleando los nomogramas de Jackson & Moreland.

Lu = Longitud libre de la columna.

r = Radio de giro de la sección de la columna que puede considerarse igual a 0.3h para columnas rectangulares y a 0.25d para las circulares.

M1 = Menor momento amplificado en el extremo de la columna. Es positivo si la columna se deforma bajo curvatura simple y negativo si se deforma bajo curvatura doble.

M2 = Mayor momento amplificado en el extremo de la columna. Siempre es positivo

Si cumple se diseña como columna corta y no se considera los momentos de segundo orden.

2.3.6.4.2.1 MÉTODO DE AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS APLICADOS A COLUMNAS DE PÓRTICOS SIN DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

Los elementos a compresión se diseñarán para P y Mc donde:

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

El factor de amplificación δ_{ns} está definido por:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1$$

Para P_c :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2}$$

El término EI se considerará igual a:

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Donde:

E_s = módulo de elasticidad del acero.

I_{se} = momento de inercia del refuerzo respecto al eje centroidal de la sección.

βd = máxima carga axial amplificada sostenida / máxima carga axial amplificada

En forma aproximada, se puede tomar $\beta d = 0.6$ por lo que $EI = 0.25E_c I_g$. Si el elemento no está sometido a cargas transversales entre apoyos, el parámetro C_m está definido por:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

En caso contrario, se tomará C_m igual a 1.

El momento M_2 , no se tomará menor que:

$$M_{2,\min} = P_u (1.5 + 0.03h)$$

2.3.6.4.3 DISEÑO A FLEJO-COMPRESIÓN

Una columna puede presentar tres tipos de fallas dependiendo de la excentricidad de la carga axial que actúa sobre ella.

- Para hallar la ecuación del punto de falla para compresión tenemos:

$$P_n = 0.85f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_s$$
$$M_n = 0.85f'_c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

- Para hallar la ecuación del punto de falla balanceada tenemos:

$$P_{nb} = 0.85f'_c ba_b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

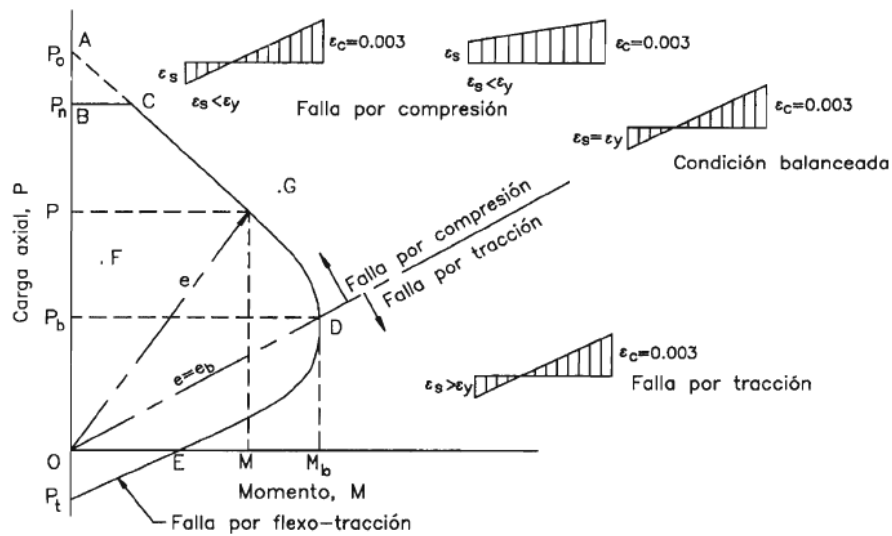
$$M_{nb} = 0.85f'_c ba_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

- Para hallar la ecuación del punto de falla por tracción tenemos:

$$P_n = 0.85f'_c ba + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$M_n = 0.85f'_c ba \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Figura 2.58. Diagrama de interacción de columnas sometidas a flexocompresión.



Fuente: Harmsen, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, pág. 254

2.3.6.4.4 DISEÑO POR CORTE

Según la Norma E.060:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la sección.

V_c = resistencia al corte del concreto

V_s = resistencia al corte del acero

V_u = resistencia última al corte

$\phi = 0.85$

b_w = ancho de la sección

d = peralte efectivo

N_u = carga axial última

ρ_w = cuantía del área de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w d$

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}} \right) b_w d$$

$$V_c = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c$$

$$s = \frac{A_v f_y t d}{V_s}$$

Debe cumplir:

$$\phi V_n = V_u$$

2.3.6.4.5 EMPALMES POR TRASLAPE

2.3.6.4.5.1 PARA COMPRESIÓN

- Cuando el esfuerzo en las barras, debido a las cargas amplificadas es de compresión; los empalmes por traslape deben cumplir con:

$$l_{dc} = 0.071 f_y d_b$$

$$l_{dc} = (0.13 f_y - 24) d_b$$

$$l_{dc} \geq 300 \text{ mm}$$

Para $f'_c < 210 \text{ kg/cm}^2$ multiplicar a l_{dc} por 1.3

- Cuando se empalman por traslape barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del empalme por traslape debe ser la mayor de l_{dc} de la barra de mayor diámetro o la longitud del empalme por traslape de la barra de diámetro menor. Se permite empalmar barras de 1 3/4" y 2 1/4" con barras de diámetro 1 3/8" y menores.
- En elementos sometidos a compresión en que los estribos a lo largo de toda la longitud del empalme por traslape tengan un área efectiva no menor que $0,0015 h s$, se permite multiplicar la longitud del empalme por traslape por 0,83; pero la longitud del empalme por traslape no debe ser menor que 300 mm. Las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión h deben usarse para determinar el área efectiva.

2.3.6.4.5.2 PARA TRACCIÓN

Ver la tabla 2.41.

TABLA 2.41. EMPALMES POR TRASLAPE.

σ tracción en las barras	% barras de empalmadas	empalme
$< 0.5 f_y$	> 50	clase B
	< 50	Clase A
$> 0.5 f_y$		clase B

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14), pág. 170

2.3.6.5 DISEÑO DE MUROS DE CORTE

2.3.6.5.1 DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN

2.3.6.5.1.1 ACERO EN LOS NÚCLEOS

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\phi f_y Z} \quad Z = 0.7L_m$$

A_s = área del acero

M_{ua} = momento último del análisis

2.3.6.5.1.2 ACERO EN EL ALMA

Si $V_u \leq 0.27\sqrt{f_c} A_{cw}$

$\rho_h \geq 0.0020$ *cuantía horizontal*

$\rho_v \geq 0.0015$ *vertical*

Si $V_u > 0.27\sqrt{f_c} A_{cw}$

$\rho_h \geq 0.0025$ *cuantía horizontal*

$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$ *cuantía vertical*

Donde:

$$V_u = V_{ua} R$$

Del diagrama de interacción, se determina M_n para calcular el V_u con la siguiente fórmula.

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

V_{ua} = cortante del análisis

M_n = momento nominal del diagrama de interacción

M_{ua} = momento del análisis

2.3.6.5.1.3 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Los valores P_u y M_{ua} deben caer dentro de la curva.

2.3.6.5.2 DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f_c})$$

α_c	hm/lm
0.8	≤ 1.5
0.53	≥ 2

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_c w f_y}$$

Si $\rho_h < \rho_{min}$ usar ρ_{min}

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la sección.

V_c = resistencia al corte del concreto

V_s = resistencia al corte del acero

V_u = resistencia última al corte

$\phi = 0.85$

b_w = ancho de la sección

d = peralte efectivo

2.3.6.5.3 CORTE FRICCIÓN

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi u (N_u + A_v f_y)$$

V_n = resistencia nominal al corte de la sección.

V_u = resistencia última al corte

$\phi = 0.85$

N_u = carga axial última

u = coeficiente de fricción

A_v = área de acero vertical

2.3.6.5.4 ELEMENTOS DEL BORDE

Si C cumple con la fórmula, se confinan los elementos del borde.

$$C \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \quad \frac{\delta u}{hm} \leq 0.005$$

Para calcular la longitud de confinamiento n:

$$n \geq \frac{C}{2} \quad 0 \quad n \geq C - 0.1lm$$

Se utiliza confinamiento hasta una altura de h:

$$h \geq lm \quad 0 \quad h \geq \frac{Mu}{4Vu}$$

Si $\sigma(+) \leq 0.2 f_c$ no usar elementos de borde.

Si $\sigma(+) \geq 0.2 f_c$ usar elementos de borde.

2.3.6.6 DISEÑO DE LAS ESCALERAS

2.3.6.6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

Donde:

As = área de acero

Mu = momento último

$\phi = 0.90$ según norma ACI 318-14

fy = resistencia del acero a la fluencia

d = peralte efectivo

a = distancia vertical de la zona a compresión

fc = resistencia a la compresión

b = ancho del área a compresión.

Para calcular el acero mínimo para refuerzo por flexión

La Norma E.060 recomienda:

$$A_{s \min} = \frac{0,7\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$$

Para calcular el acero máximo para refuerzo por flexión

La norma limita la cantidad de acero según la cuantía balanceada.

$$\rho_{\max} = 0.75\bar{\rho}_b \quad A_{s\max} = 0.75\bar{\rho}_b b_w d$$

La tabla 2.42 indica cuantías máximas para diferentes resistencias del concreto

TABLA 2.42. ACERO MÍNIMO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES.

Tipo de refuerzo	f_y , kg./cm. ²	$A_{s,\min}$ cm. ²	
Barras corrugadas	< 4200	0.0020 A_g	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 4200	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14), pág. 94

2.3.6.6.2 DISEÑO POR CORTE

Según la Norma E.060:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la sección.

V_c = resistencia al corte del concreto

V_s = resistencia al corte del acero

V_u = resistencia última al corte

$\phi = 0.85$

b_w = ancho de la sección

d = peralte efectivo

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c$$

$$s = \frac{A_v f_y t d}{V_s}$$

Debe cumplir:

$$\phi V_n = V_u$$

2.3.6.6.3 CONTROL DE FISURACIÓN

2.3.6.6.3.1 CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El refuerzo en la zona de tracción por flexión debe distribuirse de tal modo que:

$Z \leq 31,000$ kg/cm para elementos con exposición interior

$Z \leq 26,000$ kg/cm para elementos con exposición exterior

$$Z = fs \sqrt[3]{dc Act}$$

$$fs = \frac{Ms}{(0,9 d As)}$$

Donde:

fs = Esfuerzo en el acero de tracción al nivel de cargas de servicio y la norma permite que se suponga igual a 0.6 fy

Ms = Momento flector en condiciones de servicio.

dc = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

Act = área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras.

2.3.6.6.4 CONTROL DE DEFLEXIONES

TABLA 2.43. DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell / 480$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240$

Fuente: Norma E.060 "Concreto Armado", pág. 70

2.3.6.7 DISEÑO DE ZAPATAS

2.3.6.7.1 PREDIMENSIONAMIENTO

2.3.6.7.1.1 PREDIMENSIONAMIENTO ESTÁTICO

$$hz = ld + \text{recubrimiento}$$

$$A = \frac{Ps + Ppzapata}{\sigma t} \quad \sigma t \leq \frac{2kg}{cm^2} \rightarrow Ppzapata = 10\%$$

$$A = \frac{Ps + Ppzapata}{\sigma t} \quad \sigma t \leq \frac{2kg}{cm^2} \rightarrow Ppzapata = 5\%P$$

$$e = \frac{M}{P} \quad \sigma_1 = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad \sigma_2 = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Donde:

hz = altura del peralte de la zapata

A = área de la zapata

Ps = cargas de servicio sin sismo

Ppzapata = peso propio de la zapata

σt = capacidad portante del terreno

e = excentricidad en la zapata

M = momento de servicio sin sismo

P = carga total de servicio sin sismo

σ1 = esfuerzo 1 del diagrama de esfuerzos

σ2 = esfuerzo 2 del diagrama de esfuerzos

L = distancia de la zapata en la dirección del análisis

Debe cumplir:

$$\sigma t \geq \sigma_1; \sigma_2$$

2.3.6.7.1.2 PREDIMENSIONAMIENTO SÍSMICO

$$e = \frac{M}{P}$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Donde:

e = excentricidad en la zapata

M = momento de servicio con sismo

P = carga total de servicio con sismo

σ_1 = esfuerzo 1 del diagrama de esfuerzos

σ_2 = esfuerzo 2 del diagrama de esfuerzos

L = distancia de la zapata en la dirección del análisis

Debe cumplir:

$$1.3\sigma_t \geq \sigma_1; \sigma_2$$

2.3.6.7.2 DIAGRAMA DE PRESIONES PARA EL DISEÑO

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{Pu}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$\sigma_{u2} = \frac{Pu}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Donde:

e = excentricidad en la zapata

M_u = momento último

P_u = carga última

σ_{u1} = esfuerzo último 1 del diagrama de esfuerzos

σ_{u2} = esfuerzo último 2 del diagrama de esfuerzos

L = distancia de la zapata en la dirección del análisis

2.3.6.7.3 CORTE POR PUNZONAMIENTO

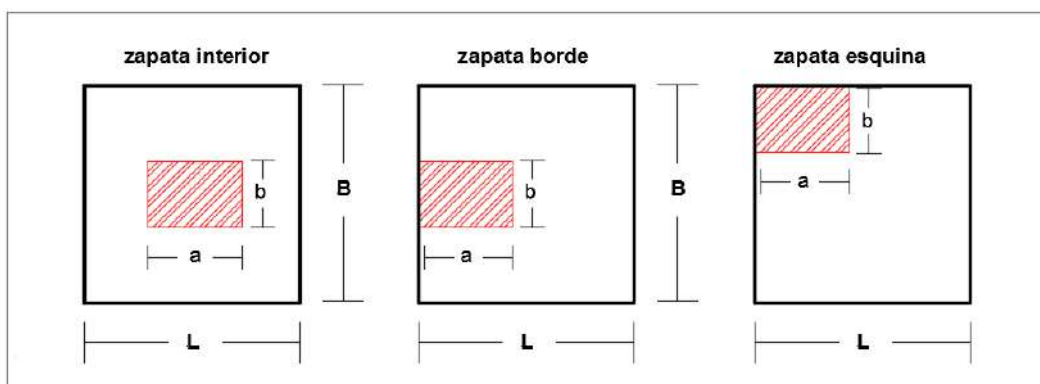
$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = \sigma_u (A - A_o)$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 0.27 \left(\alpha_s \frac{d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f_c} b_o d$$



β	α_s	b_o
a/ b	40 columnas interiores 30 columnas de borde 20 columnas de esquina	perímetro de la sección crítica

Donde:

V_u = resistencia última al corte

V_c = resistencia al corte del concreto

σ_u = esfuerzo último de diseño

A = área total de la base de la zapata

A_o = área de la sección crítica

β = relación de dimensiones en columna

$\phi = 0.85$

b_o = perímetro de la sección crítica

2.3.6.7.4 CORTE POR FLEXIÓN

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = \sigma_u B (n - d)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} B d$$

Donde:

V_u = resistencia última al corte

V_c = resistencia al corte del concreto

σ_u = esfuerzo último de diseño

B = lado de la zapata

n = distancia entre la cara de la columna y el borde de la zapata

d = peralte efectivo

$\phi = 0.8$

2.3.6.7.5 DISEÑO POR FLEXIÓN

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

La cuantía mínima para zapatas es de 0.0018

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

2.3.6.7.5.1 CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El refuerzo en la zona de tracción por flexión debe distribuirse de tal modo que:

$Z \leq 31,000 \text{ kg/cm}$ para elementos con exposición interior

$Z \leq 26,000 \text{ kg/cm}$ para elementos con exposición exterior

$$Z = f_s \sqrt[3]{d c A_c t}$$

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 d A_s)}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el acero de tracción al nivel de cargas de servicio y la norma permite que se suponga igual a 0.6 f_y .

M_s = Momento flector en condiciones de servicio.

$d c$ = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

$A_c t$ = área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras

2.3.6.8 DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

2.3.6.8.1 MUROS NO PORTANTES

2.3.6.8.1.1 CARGA SÍSMICA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

$$w = 0.8 Z U C1 \gamma e$$

Donde:

Z = factor de zona (ver norma E .030)

U = factor de importancia especificado (ver norma E .030)

$C1$ = coeficiente sísmico especificado (ver norma E .030)

e = espesor bruto del muro (incluir tarrajeos)

γ = peso volumétrico de la albañilería

2.3.6.8.1.2 MOMENTO FLECTOR DISTRIBUIDO

$$M_s = m w a^2$$

Donde:

m = coeficiente de momento (ver tabla 2.4.4)

a = dimensión crítica del paño de albañilería

TABLA 2.44. COEFICIENTES DE MOMENTO "m" Y DIMENSIÓN CRÍTICA "a"

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a =	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	∞
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Fuente: Norma E.070 "Albañilería", pág. 14

2.3.6.8.1.3 ESFUERZO ADMISIBLE A TRACCIÓN

$$f_m = 6 \frac{M_s}{t^2} \quad \text{no mayor a} \quad f_t = 1.5 \text{kg/cm}^2$$

2.3.6.8.2 DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS

2.3.6.8.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

2.3.6.8.2.2 DISEÑO POR CORTE

Según la Norma E.060:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la sección.

V_c = resistencia al corte del concreto

V_s = resistencia al corte del acero

V_u = resistencia última al corte

d = peralte efectivo

b_w = ancho de la sección

s = espaciamiento del acero

$\phi = 0.85$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$$

Debe cumplir:

$$\Phi V_n = V_u$$

2.3.6.8.2.3 CONTROL DE FISURACIÓN EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El refuerzo en la zona de tracción por flexión debe distribuirse de tal modo que:

$Z \leq 31,000$ kg/cm para elementos con exposición interior

$Z \leq 26,000$ kg/cm para elementos con exposición exterior

$$Z = f_s \sqrt[3]{dc \text{ Act}}$$

$$f_s = \frac{M_s}{(0,9 d A_s)}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el acero de tracción al nivel de cargas de servicio y la norma permite que se suponga igual a 0.6 f_y

M_s = Momento flector en condiciones de servicio.

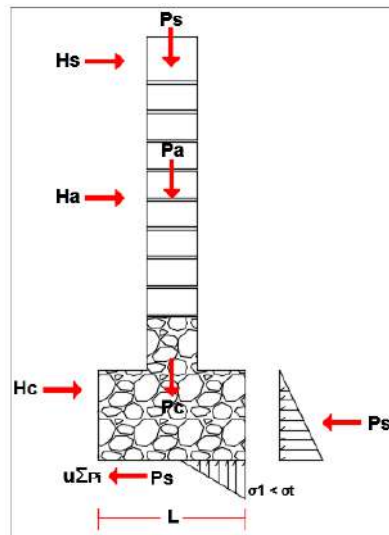
dc = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

Act: = área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras

2.3.6.8.3 CIMENTACIÓN DE MUROS NO PORTANTES

Los factores de seguridad para evitar la falla por volcamiento y deslizamiento serán 2 y 1.5 respectivamente, verificar también la presión admisible.

Figura 2.59. Cimentaciones para muros no portantes.



Fuente: Elaboración propia

$$H_i = 0.8 Z U C_1 P_i$$

$$P_i = \gamma_i A_i$$

$$H_p = 0.5 K_p \gamma_{\text{suelo}} H^2$$

Donde:

H_i = fuerzas sísmicas perpendiculares al plano del cerco

$Z U C_1$ = ver la norma E.030 del RNE

P_i = pesos de los elementos

γ_i = peso volumétrico correspondiente

A_i = área de la sección transversal del elemento

H_p = empuje pasivo del suelo

2.3.6.8.3.1 CHEQUEO POR VOLTEO

$$F_s \text{ volteo} = \frac{M_{to} \text{ cargas}}{M_{to} \text{ volteo}}$$

$$F_{s \text{ volteo}} \geq 2.0$$

2.3.6.8.3.2 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$F_s \text{ desliz} = \frac{\mu \sum P_i + H_p}{H_s + H_a + H_c}$$

$$F_s \text{ desliz} \geq 1.5$$

2.3.6.8.3.3 CÁLCULO DE PRESIÓN DEL SUELO

$$X = \frac{M_{to} \text{ cargas} - M_{to} \text{ de volteo}}{\sum P_i}$$

$$e = \frac{\text{base}}{2} - X$$

$$\sigma_1 = \frac{\sum P_i}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum P_i}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi$$

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

CAPÍTULO III

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 INFORMACIÓN DEL PROYECTO

El edificio se ubicará en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero. La zonificación es R.D.M. Tipo 2 (Residencial Densidad Media Tipo 2) según el P.D.M 2016-2025 (Plan de desarrollo metropolitano de Arequipa), para este tipo de zona se permite construir hasta 6 pisos sin considerar los niveles de sótanos y 1 estacionamiento cada 2 viviendas. Nuestro proyecto es de 6 pisos y 3 sótanos; los 6 pisos serán para el uso de viviendas y los sótanos para estacionamiento de vehículos. El sistema estructural será DUAL, tenemos pórticos y muros estructurales en ambas direcciones, que soportan las cargas laterales de sismo. Las losas de piso serán macizas bidireccionales en los sótanos y aligeras bidireccionales en los pisos superiores. La cimentación de la estructura se apoya en un suelo de tipo arena.

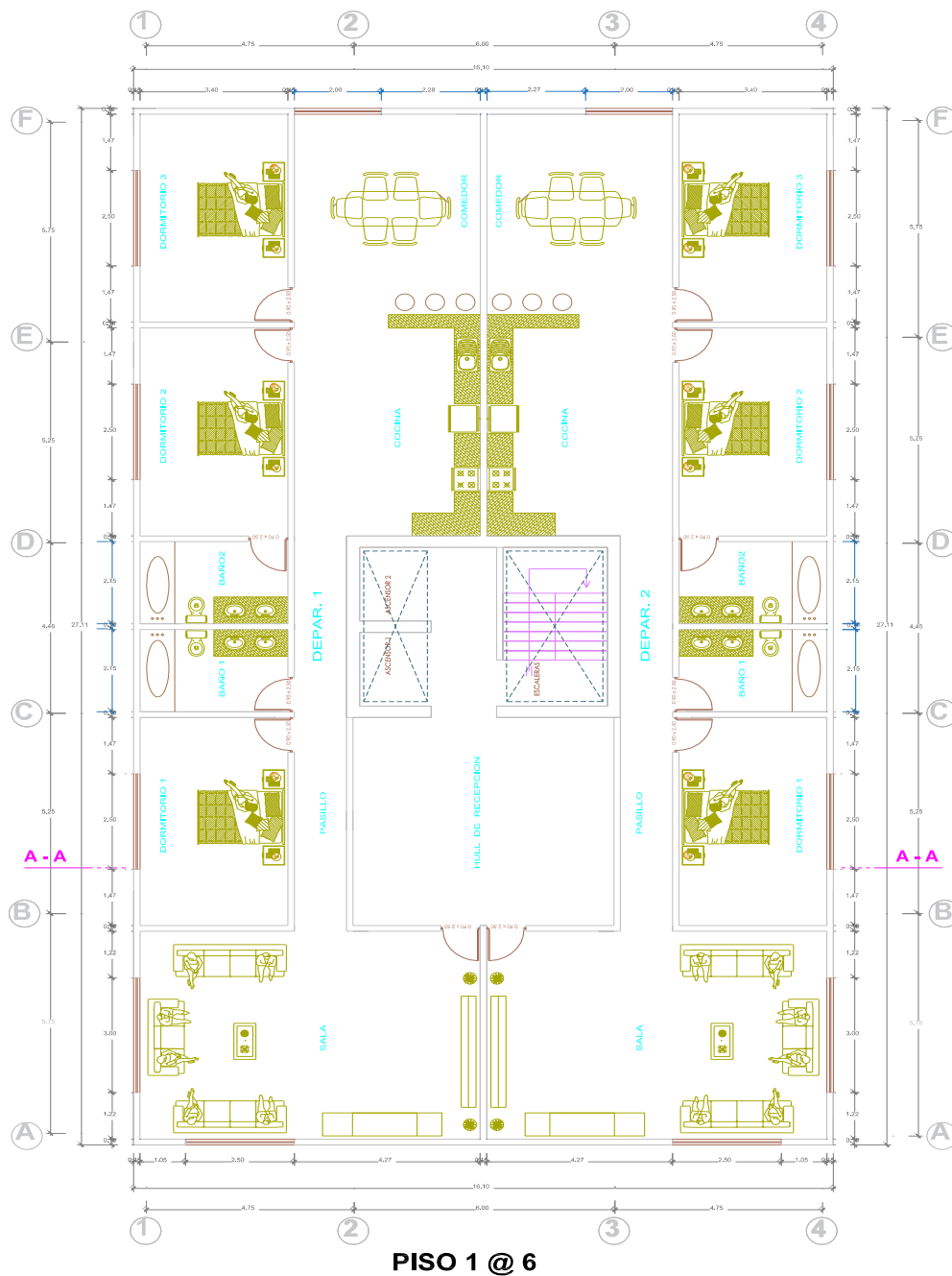
El análisis de los muros de sótano se realizará con el método Manual RIGID y el Software SAFE 2014. El análisis del edificio de 6 pisos y 3 sótanos se realizará en el Software ETABS 2015. El análisis de cimentaciones se realizará en el Software SAFE 2014. El análisis debe cumplir con los requisitos de regularidad y resistencia de la Norma E.030: "Diseño Sismorresistente".

Para el diseño de los muros de sótano, se usará el Software SAFE 2014 y hojas de cálculo en Excel, esto para cada etapa constructiva. Para el diseño de elementos que soportan cargas de gravedad, es el caso de losas y vigas, se diseñarán con el Software SAFE 2014 y hojas de cálculo en Excel. Para el diseño de elementos verticales que soportan cargas laterales de sismo en ambas

direcciones que es el caso de columnas y muros estructurales, se diseñarán con el Software CSI COL y hojas de cálculo en Excel. Para el diseño de cimentaciones, usaremos el Software SAFE 2014 y hojas de cálculo en Excel. Los resultados se presentarán en planos de AutoCAD.

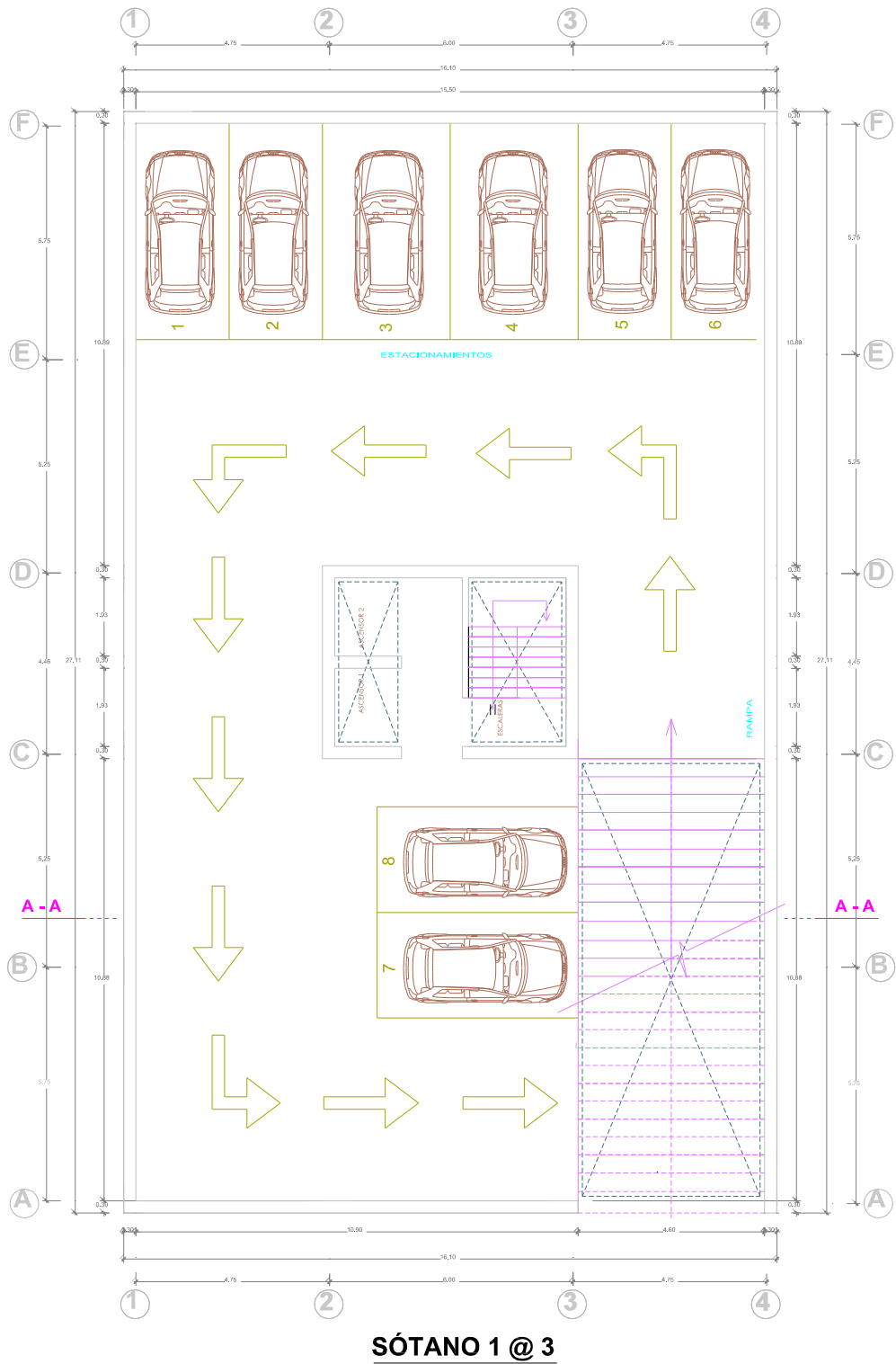
3.2 ARQUITECTURA

Figura 3.1. Plano de arquitectura: Piso típico.



Fuente: Elaboración propia

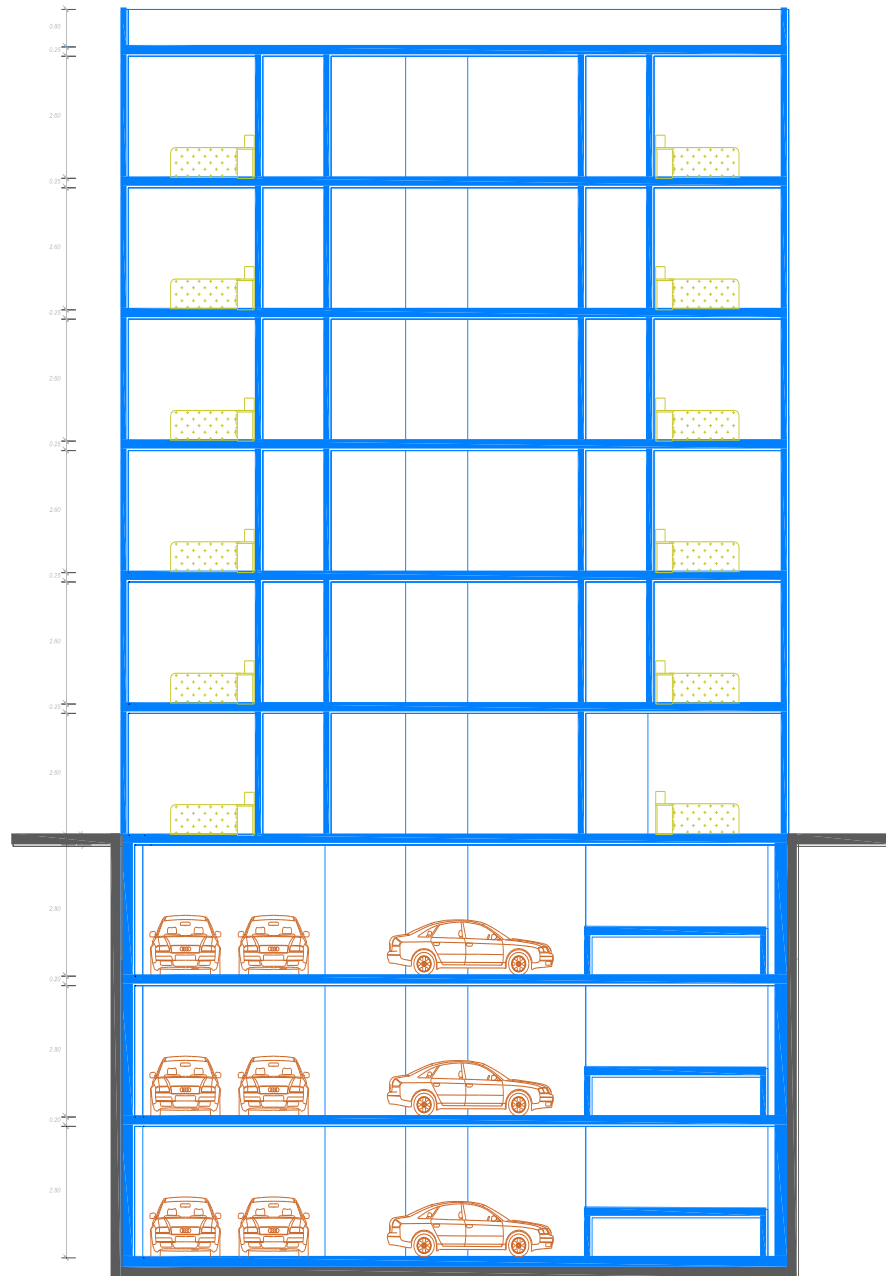
Figura 3.2. Plano de arquitectura: Sótano típico.



Fuente: Elaboración propia

Los niveles de piso y algunos detalles del edificio se muestran en los planos de corte y elevaciones (Ver la figura 3.3 y 3.4).

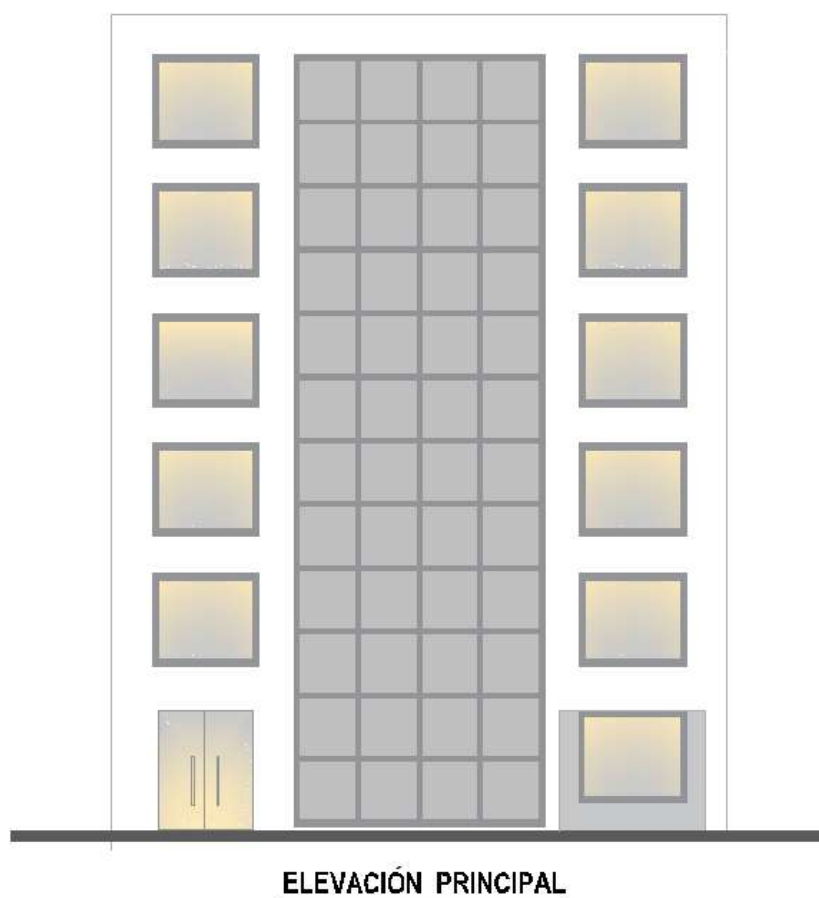
Figura 3.3. Plano de arquitectura: Corte A-A.



CORTE A - A

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.4. Plano de arquitectura: Elevación Principal.



Fuente: Elaboración propia

3.3 PARÁMETROS GENERALES PARA EL DISEÑO

Los parámetros del estudio de la mecánica de suelos se muestran en la tabla 3.1

TABLA 3.1. PARÁMETROS DEL ESTUDIO DE LA MECÁNICA DE SUELOS

γ (KN/m ³)	ϕ (°)	C (KN/m ²)	N _{spt} (golpes/ft)	q adm. (KN/m ²)
19	32	0	15	147

Fuente: Elaboración propia

Las características y propiedades de los materiales se muestran en la tabla 3.2.

TABLA 3.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$f'c$ (kgf/cm ²)	E_c (kgf/cm ²)	ν	G (kgf/cm ²)	$f'y$ (kgf/cm ²)
210	217370.65	0.2	90571.1	4200

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO

4.1 DISEÑO DE MUROS ANCLADOS

4.1.1 ANÁLISIS PARA EL CÁLCULO DE FUERZAS EN LOS ANCLAJES

Los datos para el cálculo se obtuvieron de la geometría del muro y de los parámetros del estudio de la mecánica de suelos.

$$\gamma = 19.00 \text{ KN/m}^3 \quad C = 0.00 \text{ KN/m}^2 \quad N_{spt} = 15.00 \text{ golpes/ft} \quad \phi = 32^\circ$$

$$\theta = 0.00^\circ \quad \beta = 0.00^\circ \quad H = 9.00 \text{ m} \quad K_h = 0.35 \text{ g} \quad K_v = 0.23 \text{ g} \quad \delta = 0.00^\circ$$

4.1.1.1 ESPACIAMIENTO VERTICAL DE LOS ANCLAJES

Colocamos el primer anclaje a una distancia de 1.5 m para ayudar a controlar asentamientos en el talud, los demás a 3.0 m para controlar deformaciones en la pantalla; debemos tener en cuenta que a mayor distancia mayor fuerza en el anclaje.

$$H_1 = 1.50 \text{ m}$$

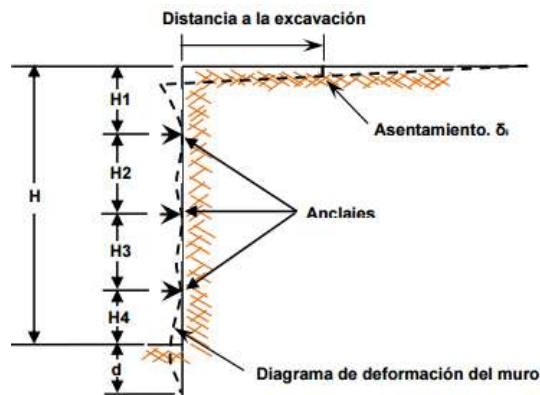
$$H_2 = 3.00 \text{ m}$$

$$H_3 = 3.00 \text{ m}$$

$$H_4 = 1.50 \text{ m}$$

4.1.1.2 ASENTAMIENTO MÁXIMO DEL MURO

Figura 4.1. Asentamiento máximo en el muro.



Fuente: Elaboración propia

Asentamiento vertical promedio y máximo en arenas y arcillas

$$\delta V (prom) = 0.0015 H = 0.0015 \times 9 = 0.0135 \text{ m} = 13.0 \text{ mm}$$

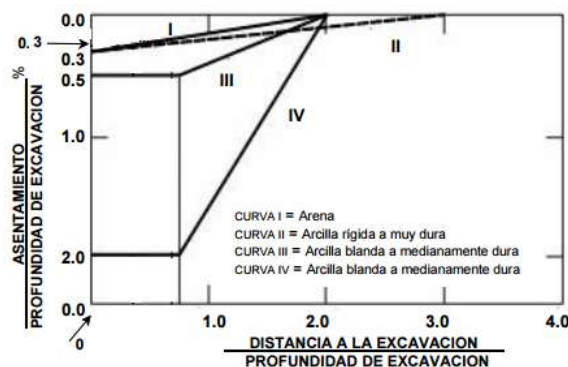
$$\delta V (max) = 0.005 H = 0.005 \times 9 = 0.045 \text{ m} = 45.0 \text{ mm}$$

Asentamiento horizontal promedio y máximo en arenas y arcillas

$$\delta H (prom) = 0.002 H = 0.002 \times 9 = 0.018 \text{ m} = 18.0 \text{ mm}$$

$$\delta H (max) = 0.005 H = 0.005 \times 9 = 0.045 \text{ m} = 45.0 \text{ mm}$$

Figura 4.1.1. Perfil de asentamientos de tierras detrás del muro anclado.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 120

$$\frac{\text{Distancia a la excavacion}}{\text{Profundidad de excavacion}} = \frac{0}{9} = 0, \quad \frac{\text{Asentamiento}}{\text{Profundidad de excavacion}} = 0.3$$

$$\frac{\text{Asentamiento } (\delta)}{\text{Profundidad } (H)} \times 100 = 0.3$$

$$(\delta) = \frac{0.3 \times 9}{100} = 0.027 \text{ m} = 27 \text{ mm}$$

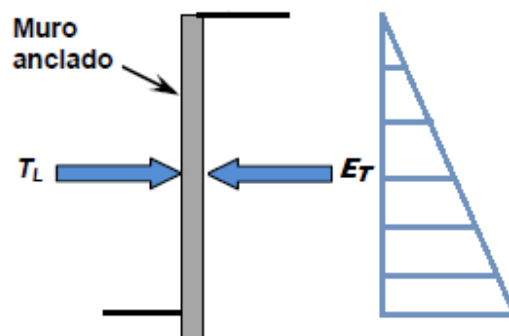
$$\delta V (\text{prom}) \leq (\delta) \geq \delta V (\text{max}) \dots \text{OK}$$

$$\delta H (\text{prom}) \leq (\delta) \geq \delta H (\text{max}) \dots \text{OK}$$

4.1.1.3 DETERMINACIÓN DE LA CARGA TOTAL DEBIDA A PRESIONES

Existen dos condiciones para evaluar el coeficiente de empuje del suelo (K) para conocer la carga total debida a presiones: condición en reposo y condición activa, se evalúan las dos condiciones y $FS(\emptyset) \geq 1.5$.

Figura 4.2. Perfil de asentamientos de tierras detrás del muro anclado.



Fuente: Elaboración propia

$$K_o = 1 - \text{sen } \emptyset$$

$$\emptyset_{mob} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \emptyset}{FS} \right)$$

$$K_o = 1 - \text{sen } (32)$$

$$\emptyset_{mob} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 32}{1.5} \right)$$

$$K_o = 0.47$$

$$\emptyset_{mob} = 22.62^\circ$$

$$K_{Amob} = \tan^2 \left(45 - \frac{\emptyset_{mob}}{2} \right)$$

$$K_{Amob} = \tan^2 \left(45 - \frac{22.62}{2} \right)$$

$$K_{Amob} = 0.44$$

$$TL = \frac{1}{2} K \gamma H^2$$

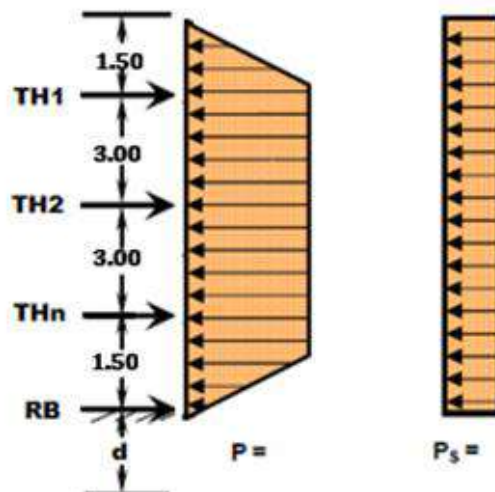
$$TL = \frac{1}{2} \times 0.47 \times 19 \times 9^2$$

$$TL = 361.73 \frac{KN}{m}$$

4.1.1.4 CÁLCULO DE DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIÓN

Convertimos la carga total debida a las presiones a los diagramas aparentes de presiones de Terzaghi y Peck.

Figura 4.3. Cálculo del diagrama aparente de presión.



Fuente: Elaboración propia

$$P = \frac{TL}{H - \left(\frac{1}{3}\right)H1 - \left(\frac{1}{3}\right)Hn + 1}$$

$$P = \frac{361.73}{9 - \left(\frac{1}{3}\right) \times 1.5 - \left(\frac{1}{3}\right) \times 1.5}$$

$$P = 45.22 \text{ KN/m}^2$$

$$Ps = K qs$$

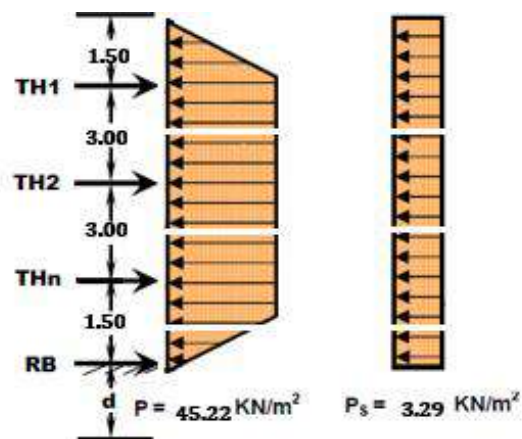
$$Ps = 0.47 \times 7.00$$

$$Ps = 3.29 \text{ KN/m}^2$$

4.1.1.5 CÁLCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES EN LOS ANCLAJES

Para calcular la fuerza horizontal en cada anclaje, lo hacemos por el método de áreas tributarias; por equilibrio de fuerzas hallamos la fuerza en cada anclaje.

Figura 4.4. Método del area tributaria.



Fuente: Elaboración propia

$$TH1 = \left(\left(\frac{2}{3} \right) H1 + \left(\frac{1}{2} \right) H2 \right) P + \left(H1 + \left(\frac{1}{2} \right) H2 \right) Ps$$

$$TH1 = \left(\left(\frac{2}{3} \right) x1.5 + \left(\frac{1}{2} \right) x3.0 \right) x45.22 + \left(1.5 + \left(\frac{1}{2} \right) x3.0 \right) x3.29$$

$$TH1 = 122.91 \text{ KN/m}$$

$$TH2 = \left(\left(\frac{1}{2} \right) H2 + \left(\frac{1}{2} \right) Hn \right) P + \left(\left(\frac{1}{2} \right) H2 + \left(\frac{1}{2} \right) Hn \right) Ps$$

$$TH2 = \left(\left(\frac{1}{2} \right) x3.0 + \left(\frac{1}{2} \right) x3.0 \right) x45.22 + \left(\left(\frac{1}{2} \right) x3.0 + \left(\frac{1}{2} \right) x3.0 \right) x3.29$$

$$TH2 = 145.52 \text{ KN/m}$$

$$TH3 = \left(\left(\frac{1}{2} \right) Hn + \left(\frac{23}{48} \right) Hn + 1 \right) P + \left(\left(\frac{1}{2} \right) H3 + \left(\frac{1}{2} \right) Hn + 1 \right) Ps$$

$$TH3 = \left(\left(\frac{1}{2} \right) x3.0 + \left(\frac{23}{48} \right) x1.50 \right) x45.22 + \left(\left(\frac{1}{2} \right) x3.0 + \left(\frac{1}{2} \right) x1.50 \right) x3.29$$

$$TH3 = 107.73 \text{ KN/m}$$

$$R_B = \left(\left(\frac{3}{16} \right) Hn + 1 \right) P + \left(\left(\frac{1}{2} \right) H4 \right) P_s$$

$$R_B = \left(\left(\frac{3}{16} \right) x 1.50 \right) x 45.22 + \left(\left(\frac{1}{2} \right) x 1.50 \right) x 3.29$$

$$R_B = 15.18 \text{ KN/m}$$

4.1.1.6 CÁLCULO DE LA FUERZA RESULTANTE EN LOS ANCLAJES FRANJA - 1 (SH = 3.15 M)

La fuerza resultante en el anclaje es la fuerza que se aplica al tendón y este transmite al bulbo, el método de áreas tributarias nos sirve para encontrar la componente horizontal de esta fuerza resultante. Si conocemos el ángulo de inclinación del anclaje y la fuerza horizontal, podemos encontrar la fuerza resultante.

$$T_D = (T_H S_H) / \cos \psi \quad SH > 3.15 \quad 30 \geq \psi > 10$$

$$T_{D1} = (122.91 x 3.15) / \cos (15)$$

$$T_{D1} = 400.83 \text{ KN/m}$$

$$T_{D2} = (145.52 x 3.15) / \cos (15)$$

$$T_{D2} = 474.56 \text{ KN/m}$$

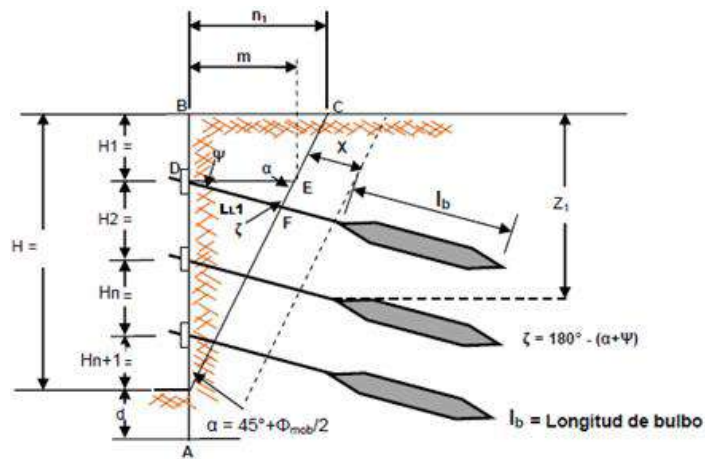
$$T_{D3} = (107.73 x 3.15) / \cos (15)$$

$$T_{D3} = 351.31 \text{ KN/m}$$

4.1.1.7 CÁLCULO DE LA LONGITUD LIBRE DE LOS ANCLAJES

Calculamos la longitud libre de los anclajes considerando una cuña de falla que pasa por delante de la longitud libre del anclaje, a esta se le suma una distancia X como factor de seguridad; el cálculo depende del ángulo de inclinación α de la superficie de falla y la geometría de los elementos.

Figura 4.5. Cálculo de la longitud libre de los anclajes.



Fuente: Strom & Ebeling, Methods used in tieback wall design and construction to prevent local anchor failure, págs. 19,20

$$\alpha = 45 + \phi_{mob}/2$$

$$\alpha = 45 + 22.62/2$$

$$\alpha = 56.31^\circ$$

$$n1 = H \tan(90 - \alpha)$$

$$n1 = 9.0 \times \tan(90 - 56.31)$$

$$n1 = 6.0 \text{ m}$$

$$m = \frac{n1(H - H1)}{H}$$

$$m = \frac{6.0 \times (9.0 - 1.50)}{9.0}$$

$$m = 5.0 \text{ m}$$

$$LL_1 = \frac{m \sin(\alpha)}{\sin(180^\circ - \alpha - \psi)}$$

$$LL_1 = \frac{5.0 \times \sin(56.31)}{\sin(180^\circ - 56.31 - 15)}$$

$$LL_1 = 4.39 \text{ m}$$

$$X \geq 1.5 \rightarrow 0.2 H$$

$$L_L = LL_1 + X$$

$$L_L = 4.39 + 1.80$$

$$L_L = 6.19 \text{ m}$$

4.1.1.8 CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL BULBO

La fuerza del anclaje se transmite al bulbo y este a su vez la transmite al suelo, la transferencia de fuerzas se da por fricción entre el perímetro del bulbo y el suelo. Para calcular la longitud del bulbo, necesitamos conocer la fuerza resultante del anclaje, el diámetro del bulbo y el tipo de suelo que envuelve al bulbo.

$$\begin{aligned}T_{max} &\geq T_D max & FS(b) &= 1.5 m \\T_{max} &= 474.56 \text{ KN} & Qu &= 100 \text{ KN/m}^2 \\lb &= T_{max} FS/Qu & Db &= 0.15 m \\lb &= 474.56 \times 1.5/100 \\lb &= 7.12 \text{ m}\end{aligned}$$

4.1.1.9 CÁLCULO DE LA LONGITUD TOTAL DE ANCLAJE

La longitud total del anclaje es la suma de la longitud libre y la longitud del bulbo; no es la definitiva, debemos compararla con otras calculadas más adelante.

$$\begin{aligned}LT &= L_L + lb \\LT &= 6.19 + 7.12 \\LT &= 13.31 \text{ m}\end{aligned}$$

4.1.1.10 CÁLCULO DEL SUELO SOBRE EL PRIMER ANCLAJE

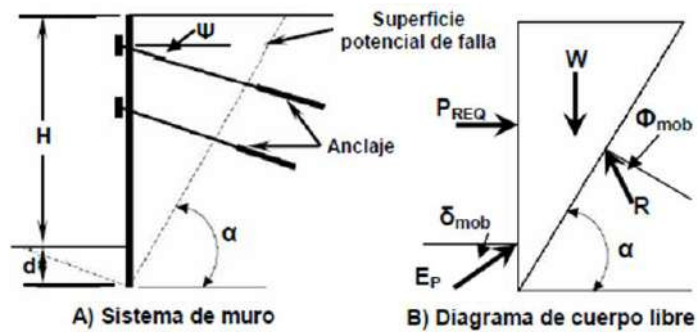
El cálculo se hace solo en el primer anclaje, la distancia que se recomienda es $\geq 4\text{m}$. Si el bulbo está muy cerca de la superficie del terreno puede ocasionar levantamientos y generar agrietamientos en las estructuras que se apoyan a esta superficie.

$$\begin{aligned}Z &= H1 + \left(LT - \left(\frac{1}{2} \right) lb \right) \text{sen } \psi \\Z &= 3.0 + \left(13.31 - \left(\frac{1}{2} \right) \times 7.12 \right) \times \text{sen } (15) \\Z &= 4.02 \text{ m}\end{aligned}$$

4.1.1.11 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO ANCLADO

Las fuerzas internas en la cuña de falla dependen del ángulo de inclinación de la superficie potencial de falla, se realizan varios cálculos con diferentes ángulos de inclinación, para cada ángulo un P requerido, calculamos el ángulo de inclinación α para el mayor valor de P requerido y lo comparamos con el P estimado. Debe cumplir P requerido $\leq \sum$ fuerzas en los anclajes.

Figura 4.5 Análisis de estabilidad interna.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, Geotechnical Engineering Circular N° 4, pág. 61

$$\phi_{mob} = 22.62^\circ$$

$$\phi_{mob} = \delta_{mob}$$

$$d = 1.00 \text{ m}$$

$$H = 9.00 \text{ m}$$

$$\xi = 0.11$$

$$K_{pmod} = 3.73$$

$$P_{req} = \frac{1}{2} H^2 \left(\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha - \tan \beta} - K_{pmod} \xi^2 \left(\sin \delta_{mob} + \frac{\cos \delta_{mob}}{\tan(\alpha - \phi_{mob})} \right) \right) \tan(\alpha - \phi_{mob})$$

α (°)	P_{req} KN/m
50	373.135
51	375.586
52	377.539
53	379.004
54	379.987
55	380.493
56	380.526
57	380.086
58	379.173
59	377.783
60	375.912

$$P_{req} = 380.52 \text{ KN/m}$$

$$P_{est} = (TH1 + TH2 + T3 + RB)$$

$$P_{est} = (122.91 + 145.52 + 107.73 + 15.18)$$

$$P_{est} = 391.34 \text{ KN/m}$$

$$P_{est} \geq P_{req} \quad OK$$

Revizamos la longitud total del anclaje con el nuevo ángulo de falla α :

$$LT(\alpha) = \frac{(H2 + H3 + H4 + d)\text{sen}(90 - \alpha)}{\text{sen}(\alpha + \psi)} + X + lb$$

$$LT(\alpha) = \frac{(3.0 + 3.0 + 1.50 + 1.0)\text{sen}(90 - 56)}{\text{sen}(56 + 15)} + 1.80 + 7.12$$

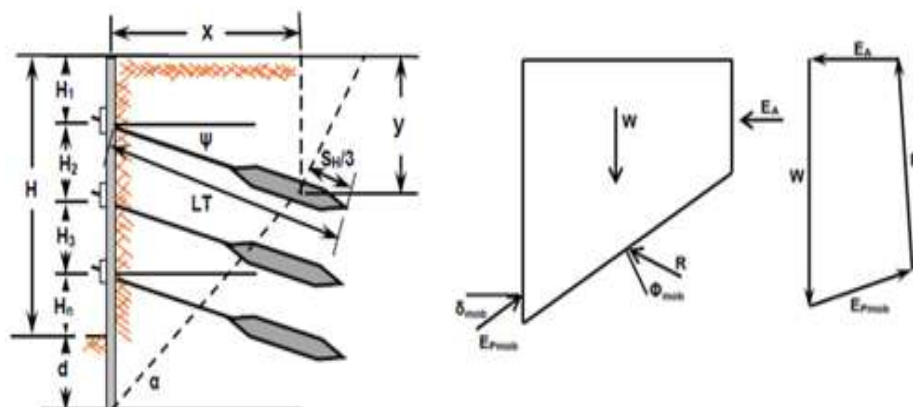
$$LT(\alpha) = 13.95 \text{ m}$$

$$LL(\alpha) = 6.83 \text{ m}$$

4.1.1.12 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO

La superficie de falla pasa por detrás del bulbo, consideramos que pasa a $2/3lb$ más adelante, esto porque nuestro análisis es bidimensional. Las fuerzas internas se estabilizan en la superficie de falla con el ángulo de inclinación ϕ_{mob} . El resultado se compara con el Angulo de fricción interna ϕ , y la proporción debe ser mayor a 1.5 para cumplir con la estabilidad externa.

Figura 4.6. Análisis de estabilidad externa.



Fuente: Strom & Ebeling, Methods used in tieback wall design and construction to prevent local anchor failure, págs. 19,20

$$LT(\emptyset_{mob}) = 16.00 \text{ m}$$

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{pmob}\xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{(K_{pmob}\xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob} \lambda^2)}{\tan(\emptyset_{mob} - \alpha)} = 0$$

Calculamos datos para la ecuación = 0

$$n = qs / \gamma$$

$$n = 7.0 / 19.0$$

$$n = 0.37 \text{ m}$$

$$y = \left(LT - \frac{SH}{3} \right) \text{sen} \psi + H1 + n$$

$$y = \left(16.0 - \frac{3.15}{3} \right) x \text{sen} (15) + 1.50 + 0.37$$

$$y = 5.74 \text{ m}$$

$$x = \left(LT - \frac{SH}{3} \right) \cos \psi$$

$$x = \left(16.0 - \frac{3.15}{3} \right) \cos(15)$$

$$x = 14.44 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H + d + n - y}{x} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{9.0 + 1.0 + 0.37 - 5.74}{14.44} \right)$$

$$\alpha = 17.78^\circ$$

$$X = \frac{x}{H + n}$$

$$X = \frac{14.44}{9.0 + 0.37}$$

$$X = 1.54$$

$$\lambda = \frac{y}{H + n}$$

$$\lambda = \frac{5.74}{9.0 + 0.37}$$

$$\lambda = 0.61$$

$$\xi = \frac{d}{H + n}$$

$$\xi = \frac{1.0}{9.0 + 0.37}$$

$$\xi = 0.11$$

Resolvemos la ecuación y encontramos \emptyset mob que cumpla la igualdad.

$$(1 + \xi + \lambda)X - Kpmob\xi^2 \text{sen}(\delta mob) + \frac{(Kpmob\xi^2 \cos(\delta mob) - KAmob \lambda^2)}{\tan(\emptyset mob - \alpha)} = 0$$

calculo	\emptyset mob	δ mob	Kpmob	Kamob	ecuacion = 0
1	21	21	3.20	0.47	0.09
2	22	22	3.50	0.45	0.82
3	23	23	3.73	0.44	1.26
4	24	24	4.00	0.42	1.56
5	25	25	4.33	0.41	1.78
6	26	26	4.66	0.39	1.94
7	27	27	5.00	0.38	2.07
8	28	28	5.40	0.36	2.17
9	29	29	5.85	0.35	2.26
10	30	30	6.40	0.33	2.33
11	31	31	7.05	0.32	2.39
12	32	32	7.80	0.31	2.45
13	33	33	8.40	0.29	2.49
14	34	34	9.05	0.28	2.52
15	35	35	10.20	0.27	2.56
16	36	36	10.20	0.26	2.57
17	37	37	10.20	0.25	2.58
18	38	38	10.20	0.24	2.59

$$FS = \left(\frac{\tan \emptyset}{\tan \emptyset mob} \right)$$

$$FS = \left(\frac{\tan(32)}{\tan(21)} \right)$$

$$FS = 1.63$$

$$FS \geq 1.5 \quad OK$$

Revizamos la longitud total del anclaje con el nuevo ángulo de falla \emptyset mob :

$$LT(\emptyset mob) = 16.00 \text{ m}$$

$$LL(\emptyset mob) = LT(\emptyset mob) - lb$$

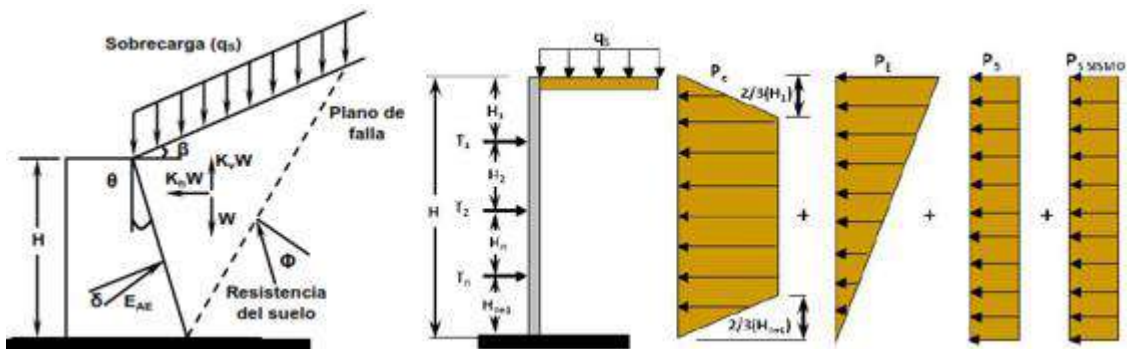
$$LL(\emptyset mob) = 16.00 - 7.12$$

$$LL(\emptyset mob) = 8.88 \text{ m}$$

4.1.1.13 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD INTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA DEL MURO ANCLADO

Las fuerzas del análisis de estabilidad interna se suman a las fuerzas sísmicas y tratan de hacer fallar el talud, calculamos las fuerzas del sismo con el método de Mononobe – Okabe y encontramos la fuerza en el anclaje en condición sísmica y la comparamos con la fuerza en el anclaje en condición estática, debe cumplir $TH1 \geq TH1_{sismo}$.

Figura 4.6. Análisis de estabilidad interna en condición sísmica.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 129

$$\omega 1 = \tan^{-1} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right)$$

$$\omega 1 = \tan^{-1} \left(\frac{0.35}{1 - 0.23} \right)$$

$$\omega 1 = 24.44^\circ$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega 1 - \theta)}{\cos(\omega 1) \cos^2(\theta) \cos(\theta + \delta + \omega 1) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega 1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega 1) \cos(\beta - \theta)}} \right)^2}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(32 - 24.44 - 0)}{\cos(24.44) \cos^2(0) \cos(0 + 0 + 24.44) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 0) \sin(0 - 24.44 - 0)}{\cos(0 + 0 + 24.44) \cos(0 - 0)}} \right)^2}$$

$$K_{AE} = 0.7275$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right)$$

$$K_A = 0.307$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - Kv) \left(1 + \left(\frac{2qs}{\gamma H}\right) \left(\frac{\cos(\theta)}{\cos(\beta - \theta)}\right)\right)$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 9^2 \times 0.7275 \times (1 - 0.23) \left(1 + \left(\frac{2 \times 7}{19.0 \times 9}\right) \left(\frac{\cos(0)}{\cos(0 - 0)}\right)\right)$$

$$E_{AE} = 466.35 \text{ KN/m}$$

$$E_A = \frac{1}{2} * \gamma K_A H^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} \times 19 \times 0.307 \times 9^2$$

$$E_A = 236.44 \text{ KN/m}$$

$$E_S = qs H K_A$$

$$E_S = 7 \times 9 \times 0.307$$

$$E_S = 19.36 \text{ KN/m}$$

$$E_{S \text{ sismo}} = qs H (K_{AE} - K_A)$$

$$E_{S \text{ sismo}} = 7 \times 9 \times (0.7275 - 0.307)$$

$$E_{S \text{ sismo}} = 26.48 \text{ KN/m}$$

$$E_E = E_{AE} - E_A - E_S - E_{S \text{ sismo}}$$

$$E_E = 466.35 - 236.44 - 19.36 - 26.48$$

$$E_E = 184.08 \text{ KN/m}$$

$$E_E = 184.08 \text{ KN/m}$$

convertimos los empujes en diagramas aparentes de presión.

$$P_A = \frac{E_A}{H - \frac{1}{3}H1 - \frac{1}{3}H + 1}$$

$$P_A = \frac{236.44}{9 - \frac{1}{3} \times 1.5 - \frac{1}{3} \times 9 + 1}$$

$$P_A = 29.55 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = q_s K_A$$

$$P_S = 7 \times 0.307$$

$$P_S = 2.15 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{S \text{ SISMO}} = q_s (K_{AE} - K_A)$$

$$P_{S \text{ SISMO}} = 7 \times (0.7275 - 0.307)$$

$$P_{S \text{ SISMO}} = 2.94 \text{ KN/m}^2$$

$$P_E = \frac{2(E_E)}{H}$$

$$P_E = \frac{2(184.08)}{9}$$

$$P_E = 40.91 \text{ KN/m}^2$$

Calculamos la fuerza TH1 en condición sísmica en:

$$TH1_A = \left(\frac{2}{3}H1 + \frac{1}{2}H2 \right) P_A$$

$$TH1_A = \left(\frac{2}{3} \times 1.5 + \frac{1}{2} \times 3.0 \right) \times 29.55$$

$$TH1_A = 73.89 \text{ KN/m}$$

$$TH1_s = \left(H1 + \frac{1}{2}H2 \right) P_s$$

$$TH1_s = \left(1.50 + \frac{1}{2} \times 3.0 \right) \times 2.15$$

$$TH1_s = 6.45 \text{ KN/m}$$

$$TH1_{S \text{ SISMO}} = \left(H1 + \frac{1}{2}H2 \right) P_{S \text{ SISMO}}$$

$$TH1_{S\ SISMO} = \left(1.50 + \frac{1}{2} \times 3.0\right) \times 2.94$$

$$TH1_{S\ SISMO} = 8.83\ \text{KN/m}$$

$$TH1_E = \left(\frac{P_E(2H - H1 - 0.5H2)}{2H}\right)(H1 + 0.5H2)$$

$$TH1_E = \left(\frac{40.91 \times (2 \times 9 - 1.5 - 0.5 \times 3.0)}{2 \times 9}\right)(1.50 + 0.5 \times 3.0)$$

$$TH1_E = 102.27\ \text{KN/m}$$

$$TH1_{para\ sismo} = TH1_A + TH1_S + TH1_{S\ SISMO} + TH1_E$$

$$TH1_{para\ sismo} = 73.8 + 6.45 + 8.83 + 102.27$$

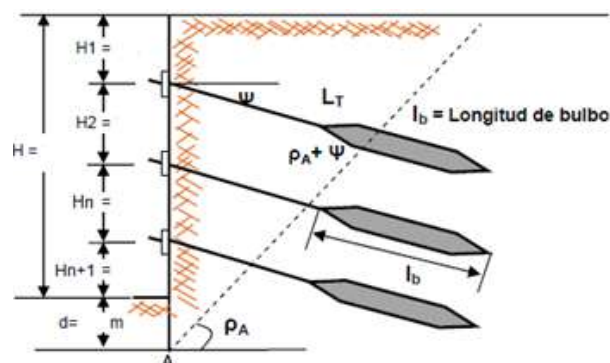
$$TH1_{para\ sismo} = 191.43\ \text{KN/m}$$

$$TH1_{PARA\ SISMO} \leq TH1_{GRAVEDAD} \quad OK$$

4.1.1.14 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA DEL MURO ANCLADO

Encontramos el ángulo ρ_A de la superficie de falla para condición sísmica, la superficie de falla debe pasar delante de la longitud libre del anclaje. Se calcula una longitud libre que cumpla con la estabilidad externa en condición sísmica y terminamos el análisis.

Figura 4.7. Análisis de estabilidad externa en condición sísmica.



Fuente: Figueroa , Rodríguez , & Zelada, Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador, pág. 200

$$\rho_A = (\emptyset - \omega_1) + \tan^{-1}\left(\frac{(A(A^2 + 1)(A + B))^{0.5} - A^2}{(1 + B(A^2 + 1))}\right)$$

$$A = \tan(\emptyset - \beta - \omega_1)$$

$$A = \tan(32 - 0 - 24.44)$$

$$A = 0.1326$$

$$B = \tan(\delta + \beta + \omega_1)$$

$$B = \tan(0 + 0 + 24.44)$$

$$B = 0.4545$$

$$\rho_A = (30 - 24.44) + \tan^{-1}\left(\frac{(0.133 \times (0.133^2 + 1)(0.133 + 0.455))^{0.5} - 0.133^2}{(1 + 0.455(0.133^2 + 1))}\right)$$

$$\rho_A = 17.79^\circ$$

Revizamos la longitud total del anclaje con el nuevo ángulo de falla ρ_A :

$$LL_{1\rho A} = \frac{(H + d - H1)\text{sen}(90 - \rho A)}{\text{sen}(\rho A + \psi)}$$

$$LL_{1\rho A} = \frac{(9 + 1.0 - 1.50)\text{sen}(90 - 17.79)}{\text{sen}(17.79 + 15)}$$

$$LL_{1\rho A} = 14.95 \text{ m}$$

Usar la mayor dimensión de : $LL1, LL1\alpha, LL1\emptyset_{mob}, LL1\rho A$

4.1.1.15 FUERZAS HORIZONTALES EN LOS ANCLAJES EN CONDICIÓN SÍSMICA

Las fuerzas en los anclajes en condición sísmica son la suma de las fuerzas estáticas y fuerzas sísmicas que calculamos en el análisis de estabilidad interna en condición sísmica.

$$TH_{1sismo} = \left(\frac{2}{3}H1 + \frac{1}{2}H2\right) P + \left(\frac{P_E \left(2H - H1 - \frac{1}{2}H2\right)}{2H}\right) \times \left(H1 + \frac{1}{2}H2\right) + \left(H1 + \frac{1}{2}H2\right)(Ps + Ps \text{ sismo})$$

$$TH_{1sismo} = \left(\frac{2}{3}x1.5 + \frac{1}{2}x3.0 \right)x29.5 + \left(\frac{40.9x \left(2x9 - 1.5 - \frac{1}{2}x3 \right)}{2x9} \right)x \left(1.5 + \frac{1}{2}x3 \right) + (1.50 + \frac{1}{2}x3)(2.15 + 2.94)$$

$$TH_{1sismo} = 191.43 \text{ KN/m}$$

$$TH_{2sismo} = \left(\frac{1}{2}H2 + \frac{1}{2}H3 \right)P + \frac{P_E}{8H} (4H H2 - 3H2^2 - 4H1H2 + 4H3 H - 4H1H3 - 3H2H3 - H3^2) + \left(\frac{1}{2}H2 + \frac{1}{2}H3 \right)(Ps + Ps_{sismo})$$

$$TH_{2sismo} = \left(\frac{1}{2}x1.5 + \frac{1}{2}x3 \right)x29.5 + \frac{40.9}{8x9} (4x9x3 - 3x3^2 - 4x1.5x3 + 4x3 x9 - 4x1.5x3 - 3x3x3 - 3^2) + \left(\frac{1}{2}x3 + \frac{1}{2}x3 \right)x (2.15 + 2.94)$$

$$TH_{2sismo} = 170.42 \text{ KN/m}$$

$$TH_{3sismo} = \left(\frac{1}{2}H3 + \frac{23}{48}H4 \right)P + \frac{P_E}{8H} (4H4 H3 + 3H4^2 + H3^2) + \left(\frac{1}{2}H3 + \frac{1}{2}H4 \right)(Ps_{sismo} + Ps)$$

$$TH_{3sismo} = \left(\frac{1}{2}x3 + \frac{23}{48}x3 \right)x29.55 + \frac{40.91}{8x9} (4x3x3 + 3x1.5^2 + 3^2) + \left(\frac{1}{2}x3 + \frac{1}{2}x1.5 \right)x(2.94 + 2.15)$$

$$TH_{3sismo} = 96.21 \text{ KN/m}$$

$$R_B = \left(\frac{3}{16}H4 \right)P + \frac{P_E}{8H} (H4^2) + \left(\frac{1}{2}H4 \right)(Ps_{sismo} + Ps)$$

$$R_B = \left(\frac{3}{16}x1.5 \right)x29.55 + \frac{40.91}{8x9} (1.5^2) + \left(\frac{1}{2}x1.5 \right)x(2.94 + 2.15)$$

$$R_B = 13.41 \text{ KN/m}$$

4.1.1.16 RESULTADOS

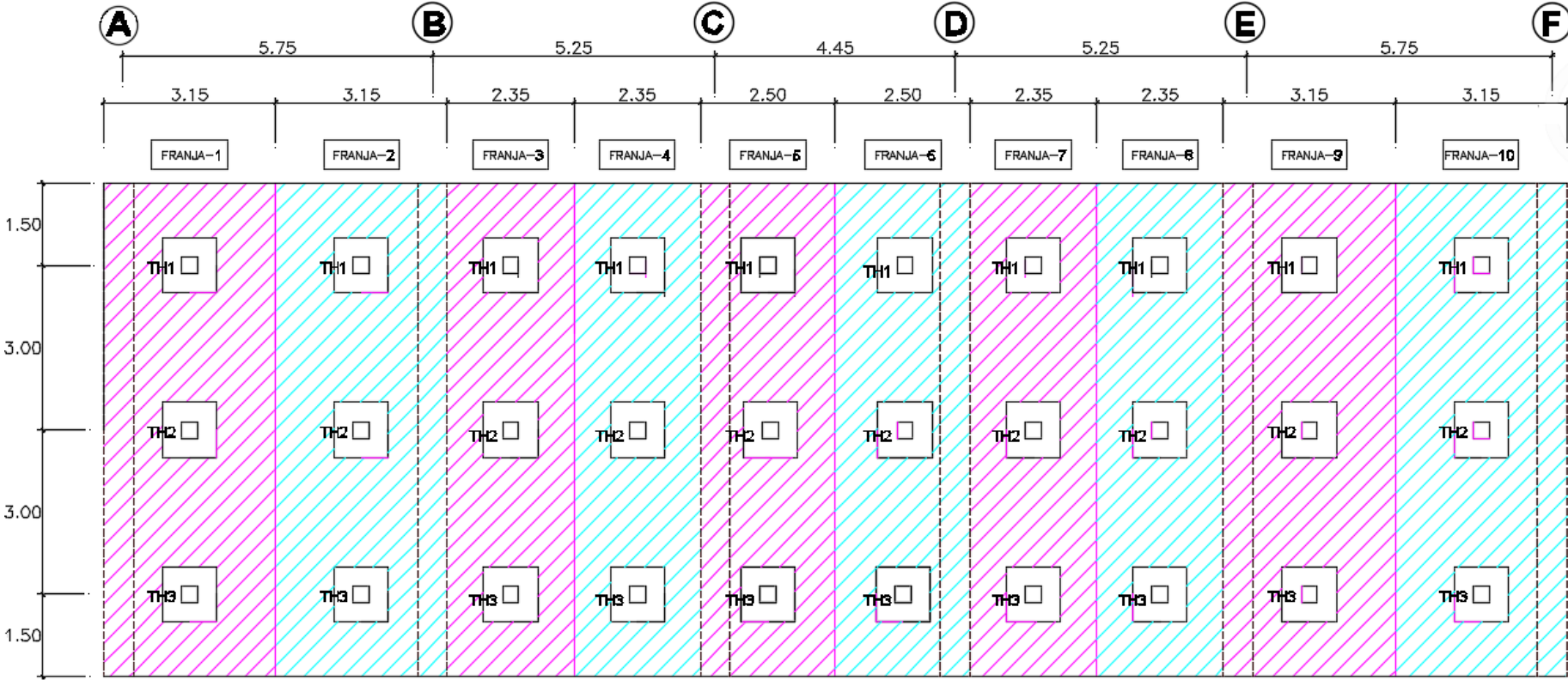
Los cuadros que se muestran son los resultados del análisis con el método RIGID, la fuerza horizontal TH se multiplica por el área de la placa de apoyo para tener un esfuerzo distribuido en KN/m². Los resultados sirven para seguir el análisis con el software Safe 2014.

FUERZAS EN LOS ANCLAJES PARA EL DISEÑO DE LA PANTALLA EN SAFE 2014											
FRANJA - 1, 2, 9 Y 10 PARA → SH= 3.15											
ANCLAJE	H1	H2	H3	H4	d	TH	TD	LL	Lb	LT	TH KN/m ²
TH1	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	191.43	624.28	14.95	9.36	24.31	6700.05
TH2	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	170.42	555.75	14.95	8.34	23.29	5964.70
TH3	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	107.73	400.83	14.95	6.01	20.96	3770.55

FUERZAS EN LOS ANCLAJES PARA EL DISEÑO DE LA PANTALLA EN SAFE 2014											
FRANJA - 3, 4, 7 Y 8 PARA → SH= 2.35											
ANCLAJE	H1	H2	H3	H4	d	TH	TD	LL	Lb	LT	TH KN/m ²
TH1	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	191.43	465.74	14.95	6.99	21.94	4998.45
TH2	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	170.42	414.6	14.95	6.22	21.17	4449.86
TH3	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	107.73	299.03	14.95	4.49	19.44	2812.95

FUERZAS EN LOS ANCLAJES PARA EL DISEÑO DE LA PANTALLA EN SAFE 2014											
FRANJA - 5 Y 6 PARA → SH= 2.50											
ANCLAJE	H1	H2	H3	H4	d	TH	TD	LL	Lb	LT	TH KN/m ²
TH1	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	191.43	495.46	14.95	7.43	22.38	5317.50
TH2	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	170.42	441.07	14.95	6.62	21.57	4733.89
TH3	1.50	3.00	3.00	1.50	1.00	107.73	318.12	14.95	4.77	19.72	2992.50

Distribución de los anclajes en el muro del Eje – 1



Fuente: Elaboración propia

4.1.1.17 CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO EN TENSIÓN

Para TD = 624.28 KN de tabla (Propiedades de los cables de acero de diámetro 15 mm o 0.6 in), se escoge una fuerza de preesfuerzo (0.6 fpu Ap) mayor a la carga de diseño, tenemos:

PROPIEDADES DE CABLES DE ACERO DE DIAMETRO 15mm (ASTM A416,G-60)										
Nº	Área nominal		Resistencia T _{PU}		Fuerza de presfuerzo					
	(in ²)	(mm ²)	(Kips)	(kN)	0.8f _{pu} A _{ps}		0.7f _{pu} A _{ps}		0.6f _{pu} A _{ps}	
					(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

Como: 0.8 f pu Aps = 626 KN > TD = 624.28 KN OK.

Estimación de preesfuerzo inicial en anclajes

Para calcular el preesfuerzo inicial en el anclaje se debe calcular la elongación del tendón en la longitud libre (LL) producida por la fuerza de diseño (TD) en los 3 cables. Considerando un módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo de Ee = 0.2x10⁶ MPa en la siguiente ecuación:

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_S \times E_e}$$

$$\Delta L = \frac{624.28 \times 14.95}{420 \times (0.2 \times 10^6)} = 62.5 \text{ mm}$$

Considerando 6.35 mm (¼ in) de pérdidas de preesfuerzo de manera instantánea (pérdida por deslizamiento del anclaje) y un 8% de pérdidas en la carga de diseño, producidas a largo plazo en el anclaje, tenemos:

$$\Delta L_T = (1.08 \times \Delta L) + 6.35$$

$$\Delta L_T = (1.08 \times 62.5) + 6.35$$

$$\Delta L_T = 73.85 \text{ mm}$$

Entonces, con la elongación total, se procede a calcular la carga inicial de preesfuerzo (Carga de Lock-Off), la cual debe ser comparada con la carga máxima de Lock off ($0.7f_{puAps} = 547 \text{ KN}$)

$$T = \frac{A_S \times E_e (\Delta L_t)}{L_L}$$

$$T = \frac{420 \times (0.2 \times 10^6)(73.85)}{13.5 \times 1000}$$

$$T = \frac{420 \times (0.2 \times 10^6)(73.85)}{13.5 \times 1000} = 459.51 \text{ KN}$$

$$T \leq 0.7 f_{pu Aps} \dots \dots \text{OK}$$

4.1.1.18 CÁLCULO DEL ÁREA Y ESPESOR DE LA PLACA DE APOYO

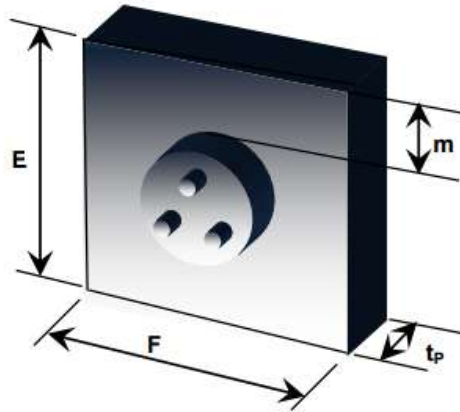
Área de la placa de apoyo

Diseñando la placa con $f_y = 250 \text{ MPa}$ y $f'_c = 21 \text{ MPa}$. Calculando la sección crítica de la placa para una tensión de diseño (TD) de 624.28 KN.

$$A_{crit} = \frac{(T_D)}{350 \times f'_c}$$

$$A_{crit} = \frac{624.28}{350 \times 21} = 0.084 \text{ m}^2$$

El diámetro de la cabeza del anclaje en función del número de cables utilizados es $D = 8.5 \text{ cm}$. Se necesita encontrar la longitud de la placa considerando una distancia m que se extienda más allá del diámetro D y donde se establece que actúa el momento flector M . Entonces, despejando m de la ecuación tenemos:



$$A_{crit} = A_P$$

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m)$$

$$0.084 = (0.085 + 2m) \times (0.085 + 2m)$$

$$m = 0.071 \text{ m} \text{ Consideramos } 8.25 \text{ cm}$$

$$A_P = (D + 2m) \times (D + 2m)$$

$$A_P = (0.085 + 2 \times 0.085) \times (D + 2 \times 0.085)$$

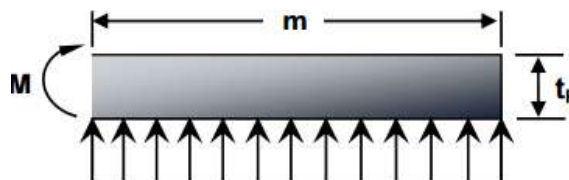
$$A_P = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$A_P = E \times F \quad E = F$$

$$E = \frac{0.0625}{2}$$

$$E = 0.25 \text{ m}$$

Espesos de la placa de apoyo



$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{6 \times 0.1143}{0.75 \times 250}} = 0.064 \text{ m} = 64 \text{ mm}$$

4.1.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL PROGRAMA SAFE 2014

La construcción de muros anclados se realiza por paños, para el análisis del muro consideramos 4 modelos que se analizarán independientemente. Los modelos se dividen en franjas de ancho unitario de 1 m para el análisis y posteriormente para el diseño.

Datos:

Material = concreto 210 kgf/cm

Sección = losa e = 30 cm

Módulo de winkler = 3.1 kgf/cm³

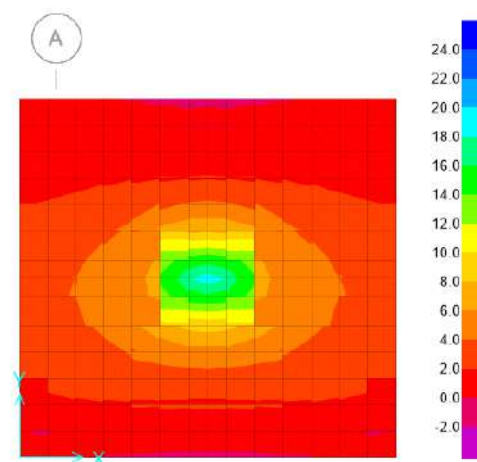
Fuerzas en los anclajes

Franja - 1, 2, 9 Y 10 SH= 3.15		Franja - 3, 4, 7 Y 8 SH= 2.35		Franja - 5 Y 6 SH= 2.50	
Anclaje	TH KN/m ²	Anclaje	TH KN/m ²	Anclaje	TH KN/m ²
TH1	6700.05	TH1	4998.45	TH1	5317.50
TH2	5964.70	TH2	4449.86	TH2	4733.89
TH3	3770.55	TH3	2812.95	TH3	2992.50

MODELO 1

El primer modelo es un paño solo, su comportamiento es igual al de una zapata aislada con carga axial.

Figura 4.8. Análisis de un paño del muro del eje - 1.

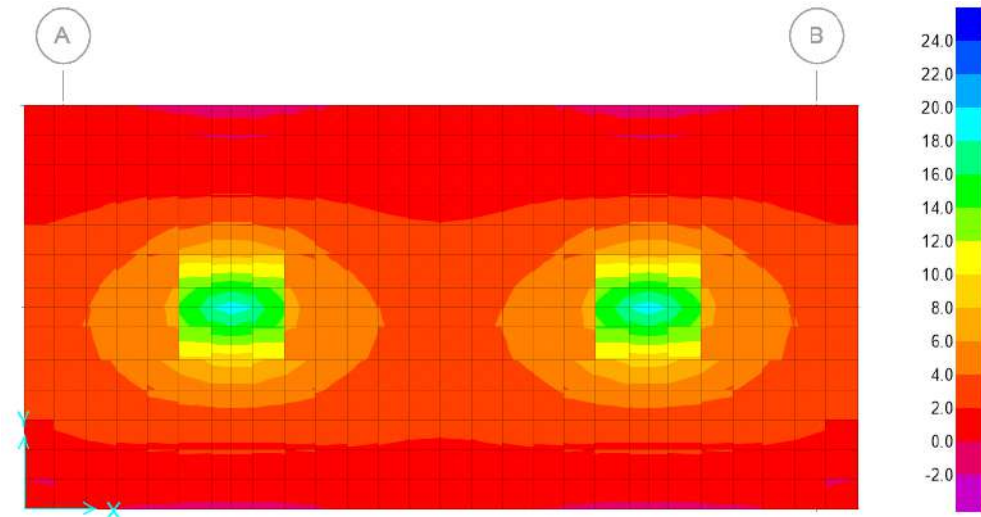


Fuente: Elaboración propia

4.1.2.1 MODELO 2

El segundo modelo es dos paños continuos y su comportamiento es igual al de una zapata combinada.

Figura 4.9. Análisis de paños continuos en el muro del eje - 1

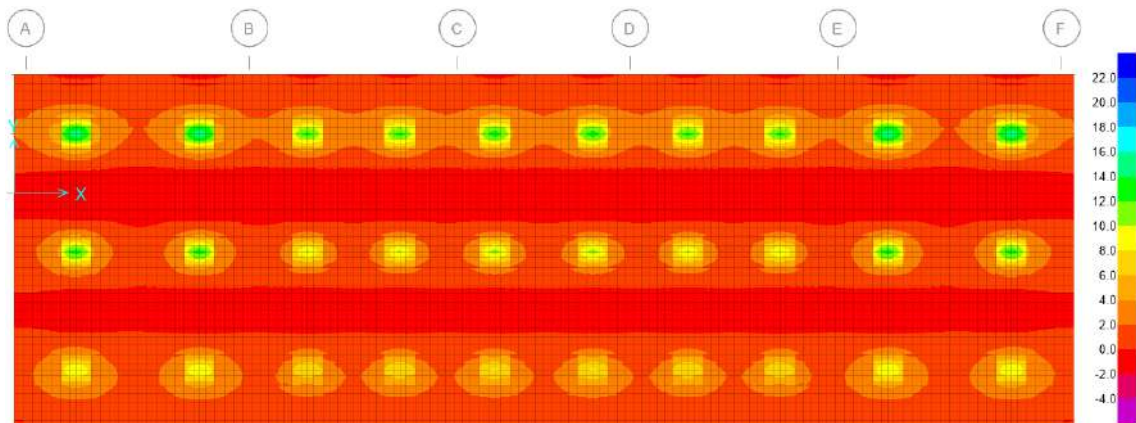


Fuente: Elaboración propia

4.1.2.2 MODELO 3

El tercer modelo es la pantalla completa y su comportamiento es igual al de una losa de cimentación.

Figura 4.10. Análisis completo del muro del eje - 1.

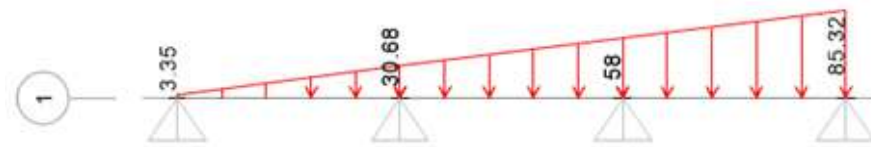


Fuente: Elaboración propia

4.1.2.3 MODELO 4

El cuarto modelo es una viga apoyada en las losas de piso del sótano y su comportamiento es igual al de una viga simplemente apoyada.

Figura 4.1.1 Análisis de viga apoyada en losas de piso.



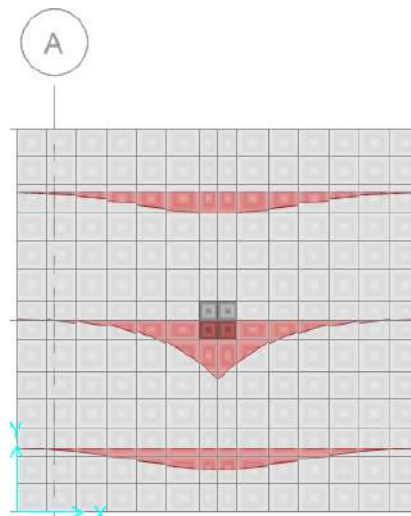
Fuente: Elaboración propia

4.1.2.4 DIAGRAMA DE MOMENTOS EN X

Los diagramas en la dirección X son diferentes para cada modelo, el primer modelo muestra el comportamiento de una zapata aislada solo con momentos positivos, el segundo modelo con dos paños continuos muestra momentos positivos y negativos, el tercer modelo incluye todos los paños con momentos positivos y negativos en la dirección X, el cuarto modelo no se considera en esta dirección.

4.1.2.4.1 DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 1

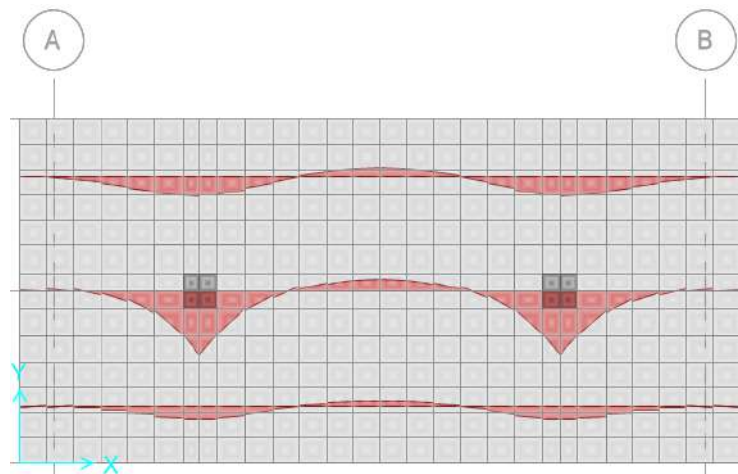
Figura 4.12. Diagrama de momentos por franjas de diseño para el modelo 1.



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.4.2 DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 2

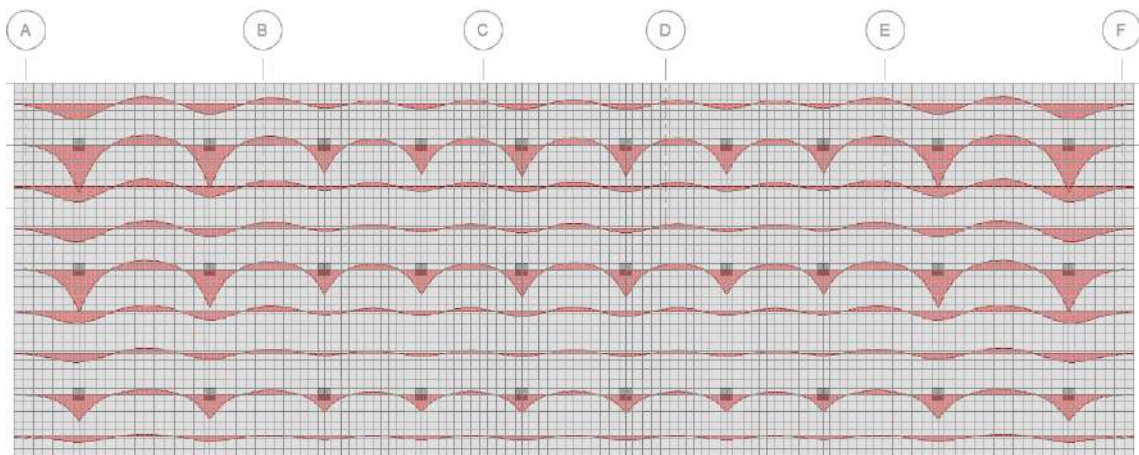
Figura 4.13. Diagrama de momentos por franjas de diseño para el modelo 2.



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.4.3 DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 3

Figura 4.14. Diagrama de momentos por franjas de diseño para el modelo 3.



Fuente: Elaboración propia

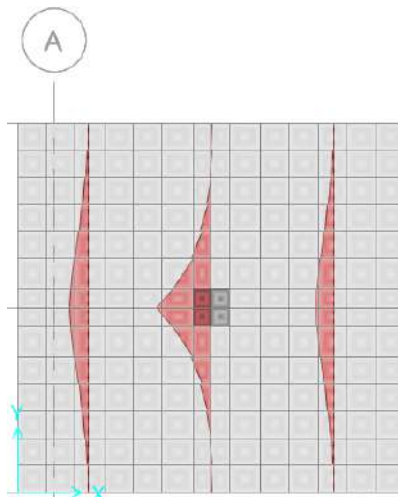
4.1.2.5 DIAGRAMA DE MOMENTOS EN Y

Los diagramas en la dirección Y son diferentes para cada modelo. El primer modelo muestra el comportamiento de una zapata aislada solo con momentos positivos, el segundo modelo con dos paños continuos muestra momentos

positivos, el tercer modelo incluye todos los paños con momentos positivos y negativos en la dirección Y, el cuarto modelo muestra momentos positivos y negativos para una viga apoyada en las losas de piso de los sótanos.

4.1.2.5.1 DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 1

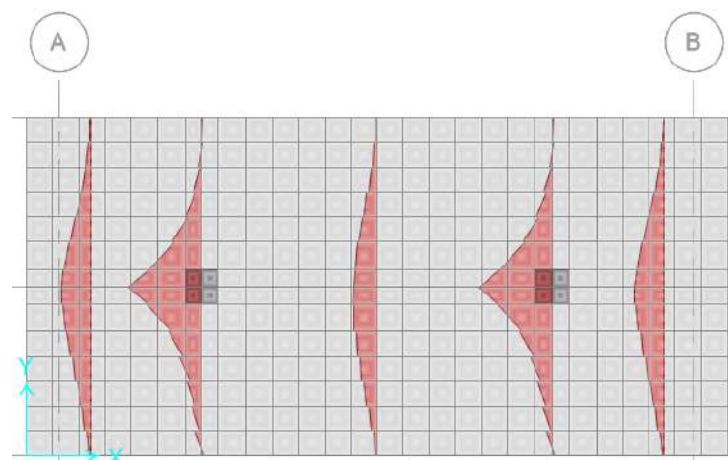
Figura 4.15. Diagrama de momentos por franjas de diseño para el modelo 1.



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.5.2 DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 2

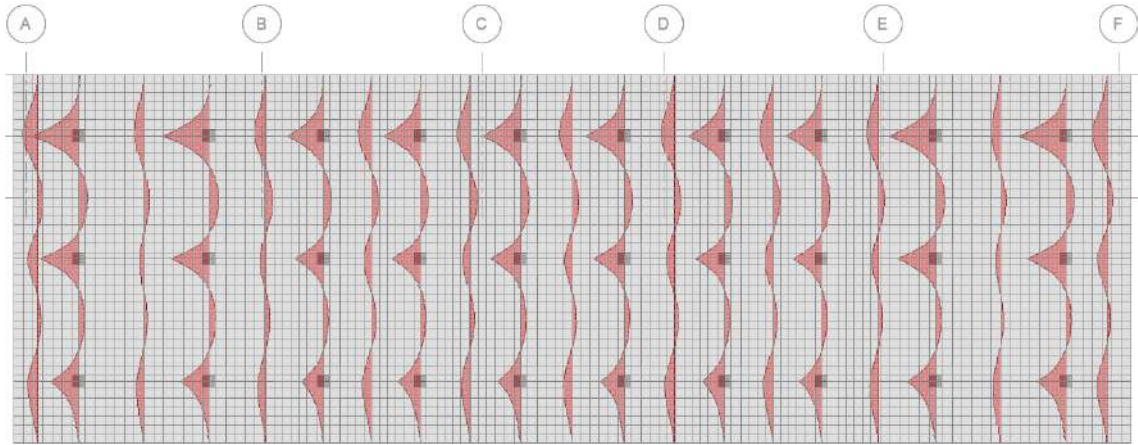
Figura 4.16. Diagrama de momentos por franjas de diseño para el modelo 2.



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.5.3 DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 3

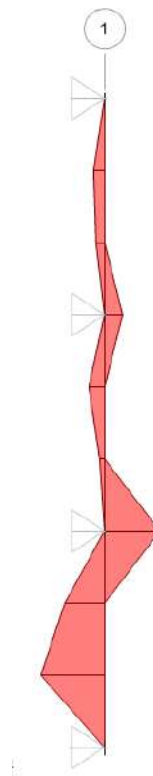
Figura 4.17. Diagrama de momentos por franjas de diseño para el modelo 3.



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.5.4 DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MODELO 4

Figura 4.18. Diagrama de momentos por franjas de diseño para el modelo 4.



Fuente: Elaboración propia

4.1.3 DISEÑO DE LA PANTALLA

4.1.3.1 CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

Datos:

Punto TH2 en la franja 4

$$f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$TH2 = 449.86 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} = 45.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d = 26.41 \text{ cm}$$

$$Placa = 30\text{cm} \times 30\text{cm}$$

Calculamos: Resistencia al corte por punzonamiento del concreto.

$$Vc = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$\beta = \frac{30}{30} = 1$$

$$b_0 = (30 + 26.41) \times 2 + (30 + 26.41) \times 2 = 225.64 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{280} \times 225.64 \times 26.41 = 158547.95 \text{ kgf} = 158.547 \text{ tnf}$$

$$Vc = 0.27 \left(\alpha_s \frac{d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$\alpha_s = 40$$

$$Vc = 0.27 \left(40 \times \frac{26.41}{225.64} + 2 \right) \sqrt{280} \times 225.64 \times 26.41 = 179.895 \text{ tnf}$$

$$Vc = 1.1 \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$Vc = 1.1 \sqrt{280} \times 225.64 \times 26.41 = 109.687 \text{ tnf}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 109.687 = 93.234 \text{ tnf}$$

Cortante último del diseño.

$$Vu = 1.2 V_{servicio}$$

$$V_{servicio} = TH2 \times \text{área de la placa de apoyo}$$

$$V_{servicio} = 45.37 \times 30 \times 30 = 40833 \text{ kgf} = 40.833 \text{ tnf}$$

$$Vu = 1.2 \times 40.833 = 48.99 \text{ tnf}$$

Proporción

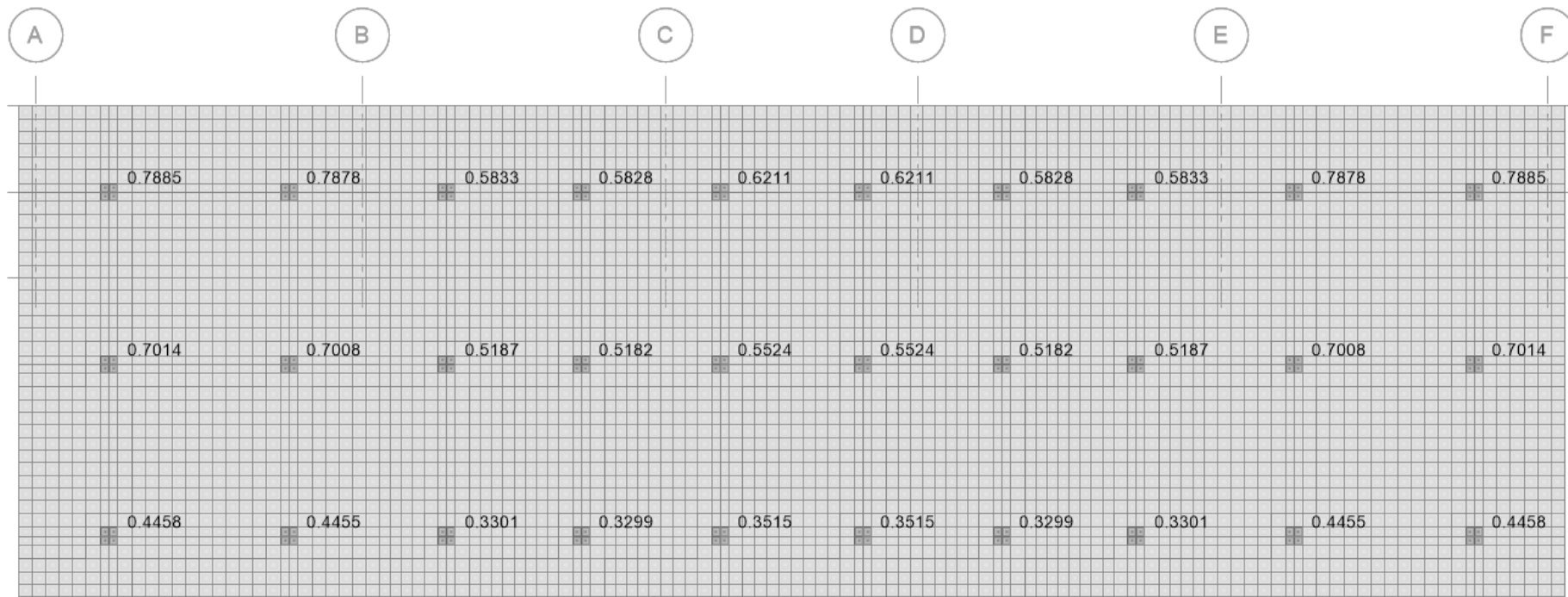
$$\frac{Vu}{\emptyset Vc} = \frac{48.99}{93.23} = 0.52$$

Resistencia al corte por punzonamiento del resto de puntos de la pantalla.

RESISTENCIA AL CORTE POR PUNZONAMIENTO - PROGRAMA SAFE 2014							
punto	Combo	Vu	Mu2	Mu3	d	perimetro	proporción
Text	Text	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	cm	unidad
TH1 - franja 1	envolvente	-70871.21	-91.53	-109.47	26.41	225.64	0.788479
TH1 - franja 2	envolvente	-70818.57	-99.49	8.03	26.41	225.64	0.787841
TH1 - franja 3	envolvente	-52433.12	-102.47	-10.61	26.41	225.64	0.583326
TH1 - franja 4	envolvente	-52384.57	-102.1	-9.23	26.41	225.64	0.582785
TH1 - franja 5	envolvente	-55831.84	-102.08	-0.23	26.41	225.64	0.621127
TH1 - franja 6	envolvente	-55831.84	-102.08	0.23	26.41	225.64	0.621127
TH1 - franja 7	envolvente	-52384.57	-102.1	9.23	26.41	225.64	0.582785
TH1 - franja 8	envolvente	-52433.12	-102.47	10.61	26.41	225.64	0.583326
TH1 - franja 9	envolvente	-70818.57	-99.49	-8.03	26.41	225.64	0.787841
TH1 - franja 10	envolvente	-70871.21	-91.53	109.47	26.41	225.64	0.788479
TH2 - franja 1	envolvente	-63044.05	107.73	-94.94	26.41	225.64	0.701412
TH2 - franja 2	envolvente	-62996.54	111.53	5.97	26.41	225.64	0.700835
TH2 - franja 3	envolvente	-46623.67	101.77	-9.25	26.41	225.64	0.518701
TH2 - franja 4	envolvente	-46582.08	103.89	-7.85	26.41	225.64	0.518239
TH2 - franja 5	envolvente	-49650.95	105.97	-0.21	26.41	225.64	0.552373
TH2 - franja 6	envolvente	-49650.95	105.97	0.21	26.41	225.64	0.552373
TH2 - franja 7	envolvente	-46582.08	103.89	7.85	26.41	225.64	0.518239
TH2 - franja 8	envolvente	-46623.67	101.77	9.25	26.41	225.64	0.518701
TH2 - franja 9	envolvente	-62996.54	111.53	-5.97	26.41	225.64	0.700835
TH2 - franja 10	envolvente	-63044.05	107.73	94.94	26.41	225.64	0.701412
TH3 - franja 1	envolvente	-40054.53	351.62	-41.4	26.41	225.64	0.445784
TH3 - franja 2	envolvente	-40031.96	359.47	0.25	26.41	225.64	0.445515
TH3 - franja 3	envolvente	-29660.76	330.59	-6.67	26.41	225.64	0.330133
TH3 - franja 4	envolvente	-29638.57	336.3	-3.38	26.41	225.64	0.329888
TH3 - franja 5	envolvente	-31583.36	342.28	0.25	26.41	225.64	0.351523
TH3 - franja 6	envolvente	-31583.36	342.28	-0.25	26.41	225.64	0.351523
TH3 - franja 7	envolvente	-29638.57	336.3	3.38	26.41	225.64	0.329888
TH3 - franja 8	envolvente	-29660.76	330.59	6.67	26.41	225.64	0.330133
TH3 - franja 9	envolvente	-40031.96	359.47	-0.25	26.41	225.64	0.445515
TH3 - franja 10	envolvente	-40054.53	351.62	41.4	26.41	225.64	0.445784

Proporciones de la resistencia al corte por punzonamiento con SAFE 2014

Figura 4.19. Punzonamiento en la pantalla por la fuerza del anclaje en la placa de apoyo.



Fuente: Elaboración propia

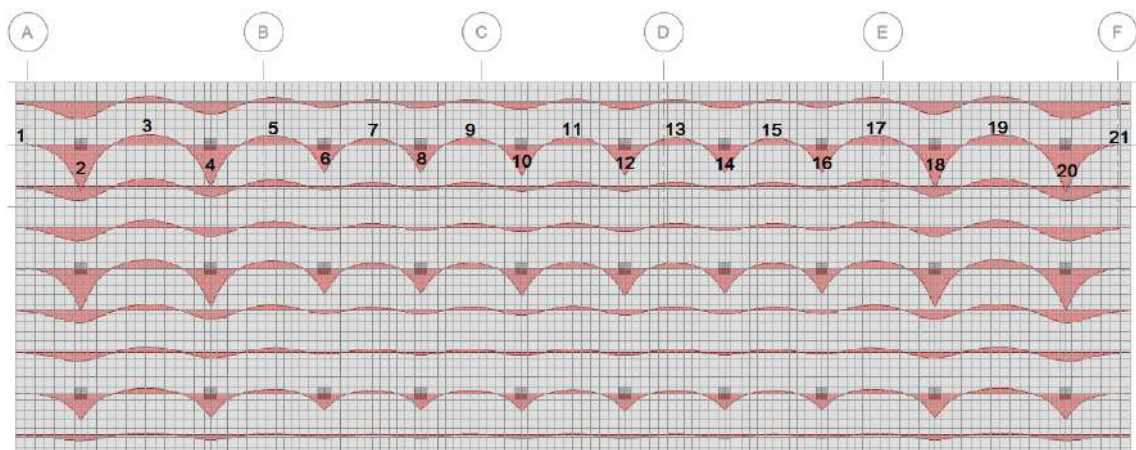
4.1.3.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

La flexión en la pantalla ocurre en ambas direcciones. los diagramas en las franjas de diseño muestran los momentos que flexionan la pantalla, el diseño de la pantalla es para ambas direcciones con acero positivo para momento positivo y acero negativo para momento negativo, el peralte efectivo en el trasdós de la pantalla es 7.5 cm y en el intradós de la pantalla es de 2 cm; las fórmulas para el diseño son del método iterativo para diseño por flexión.

Las cargas de servicio son las fuerzas en los anclajes. Para la carga última se multiplican las cargas de servicio por un factor de 1.2 para muros anclados según la norma de E.020.

Diseño por flexión del modelo 3

Figura 4.20. Franja de diseño 8 en la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

Datos para el cálculo:

$$f'c = 280 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$d = 26.41 \text{ cm} \quad \text{para } M_{to} -$$

$$d = 23.41 \text{ cm} \quad \text{para } M_{to} +$$

$$\phi = 0.9 \quad A_v = \phi 5/8''$$

DATOS PARA EL DISEÑO A FLEXIÓN - FRANJA 8 - EN LA DIRECCIÓN XX						
Punto	Mto (-) tnf-m	b [cm]	d [cm].	fc [kgf/cm2]	Ø	fy [kgf/cm2]
1	0.3780	100	26.41	280	0.9	4200
3	2.9961	100	26.41	280	0.9	4200
5	2.6853	100	26.41	280	0.9	4200
7	1.9219	100	26.41	280	0.9	4200
9	2.0369	100	26.41	280	0.9	4200
11	2.1908	100	26.41	280	0.9	4200
13	2.0369	100	26.41	280	0.9	4200
15	1.9219	100	26.41	280	0.9	4200
17	2.6853	100	26.41	280	0.9	4200
19	2.9961	100	26.41	280	0.9	4200
21	0.3780	100	26.41	280	0.9	4200

DATOS PARA EL DISEÑO A FLEXIÓN - FRANJA 8 - EN LA DIRECCIÓN XX						
Punto	Mto (+) tnf-m	b [cm]	d [cm].	fc [kgf/cm2]	Ø	fy [kgf/cm2]
2	14.1660	100	23.41	280	0.9	4200
4	12.8191	100	23.41	280	0.9	4200
6	8.4730	100	23.41	280	0.9	4200
8	8.6700	100	23.41	280	0.9	4200
10	9.3500	100	23.41	280	0.9	4200
12	10.7100	100	23.41	280	0.9	4200
14	9.7000	100	23.41	280	0.9	4200
16	9.3900	100	23.41	280	0.9	4200
18	12.8191	100	23.41	280	0.9	4200
20	14.1660	100	23.41	280	0.9	4200

Calculamos:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

Para el punto 1:

$$A_s = \frac{37800}{0.9 \times 4200 \times (26.41 - \frac{0}{2})} = 0.3786 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.3786 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 0.0668 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{37800}{0.9 \times 4200 \times (26.41 - \frac{0.0668}{2})} = 0.3791 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.3791 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 0.0669 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{37800}{0.9 \times 4200 \times \left(26.41 - \frac{0.0669}{2}\right)} = 0.3791 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0020 \times b \times h$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0020 \times 100 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$S = A_v \times \frac{\text{ancho}}{A_s}$$

$$S = 1.98 \times \frac{100}{5.4} = 36.66 \text{ cm}$$

Para los demás puntos de la franja 8 en la dirección XX.

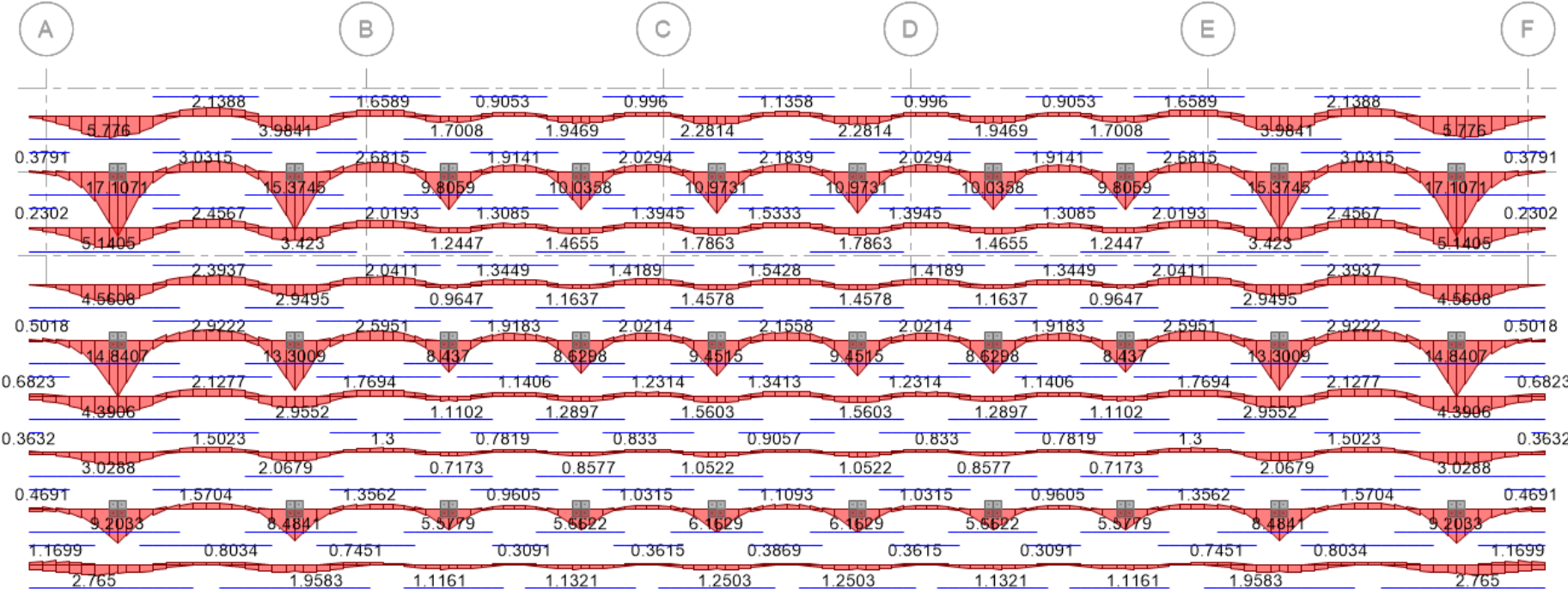
CÁLCULO DEL ACERO NEGATIVO - FRANJA 8 - EN LA DIRECCIÓN XX						
Punto	Mto (-) tnf-m	a [cm]	As [cm ²]	Asmín [cm ²]	As max [cm ²]	S [cm]
1	0.3780	0.0669	0.3791	5.400	5.400	36.667
3	2.9961	0.5350	3.0319	5.400	5.400	36.667
5	2.6853	0.4790	2.7145	5.400	5.400	36.667
7	1.9219	0.3419	1.9377	5.400	5.400	36.667
9	2.0369	0.3625	2.0545	5.400	5.400	36.667
11	2.1908	0.3901	2.2109	5.400	5.400	36.667
13	2.0369	0.3625	2.0545	5.400	5.400	36.667
15	1.9219	0.3419	1.9377	5.400	5.400	36.667
17	2.6853	0.4790	2.7145	5.400	5.400	36.667
19	2.9961	0.5350	3.0319	5.400	5.400	36.667
21	0.3780	0.0669	0.3791	5.400	5.400	36.667

CÁLCULO DEL ACERO POSITIVO - FRANJA 8 - EN LA DIRECCIÓN XX						
Punto	Mto (+) tnf-m	a [cm]	As [cm ²]	Asmín [cm ²]	As [cm ²]	S [cm]
2	14.1660	3.0065	17.1071	5.400	17.107	11.574
4	12.8191	2.7041	15.3745	5.400	15.374	12.878
6	8.4730	1.7530	9.9476	5.400	9.948	19.904
8	8.6700	1.7953	10.1884	5.400	10.188	19.434
10	9.3500	1.9420	11.0234	5.400	11.023	17.962
12	10.7100	2.2379	12.7106	5.400	12.711	15.577
14	9.7000	2.0178	11.4554	5.400	11.455	17.284
16	9.3900	1.9506	11.0727	5.400	11.073	17.882
18	12.8191	2.7041	15.3745	5.400	15.374	12.878
20	14.1660	3.0065	17.1071	5.400	17.107	11.574

Diseño por flexión de las franjas en la dirección XX con SAFE 2014

La figura 4.21 muestra la cantidad de acero positivo y negativo en cm² para cada franja, la mayor cantidad de acero positivo se concentra en la zona donde se colocan los anclajes.

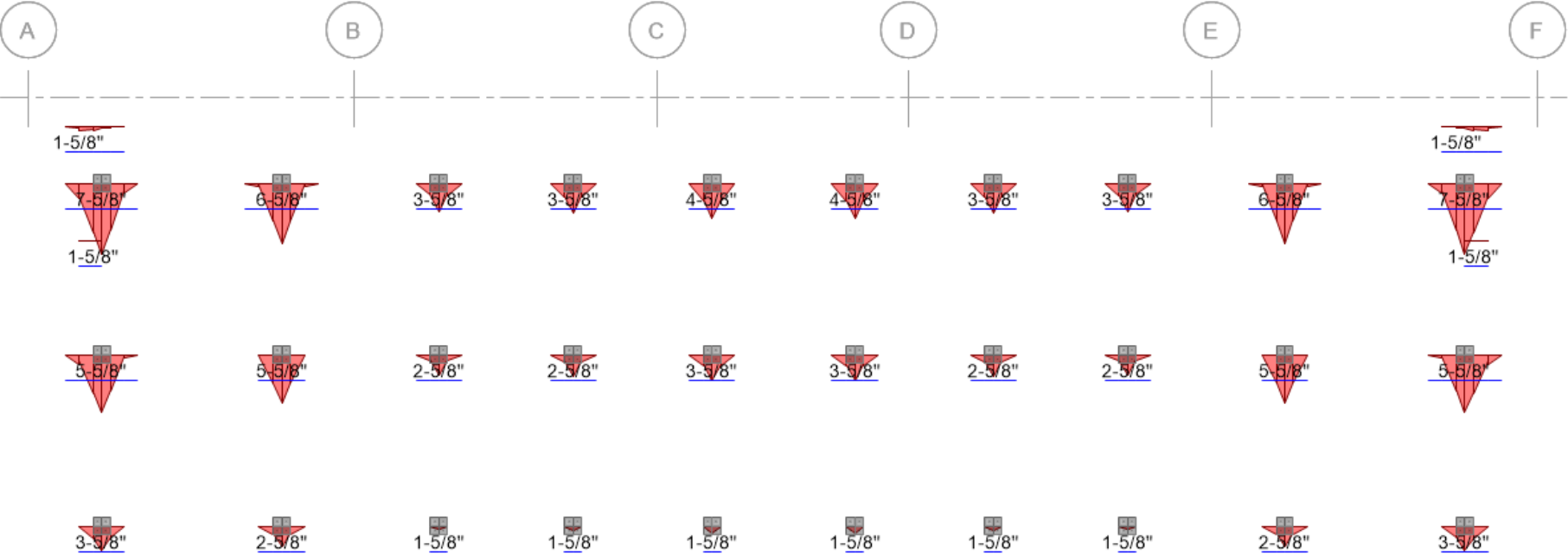
Figura 4.21 Diseño por flexión de las franjas en la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

Colocamos varillas de 1/2" espaciadas a una distancia máxima de 40 cm para acero negativo y varillas de 5/8" espaciadas a una distancia máxima de 40 cm para acero positivo. La figura 4.22 muestra los resultados.

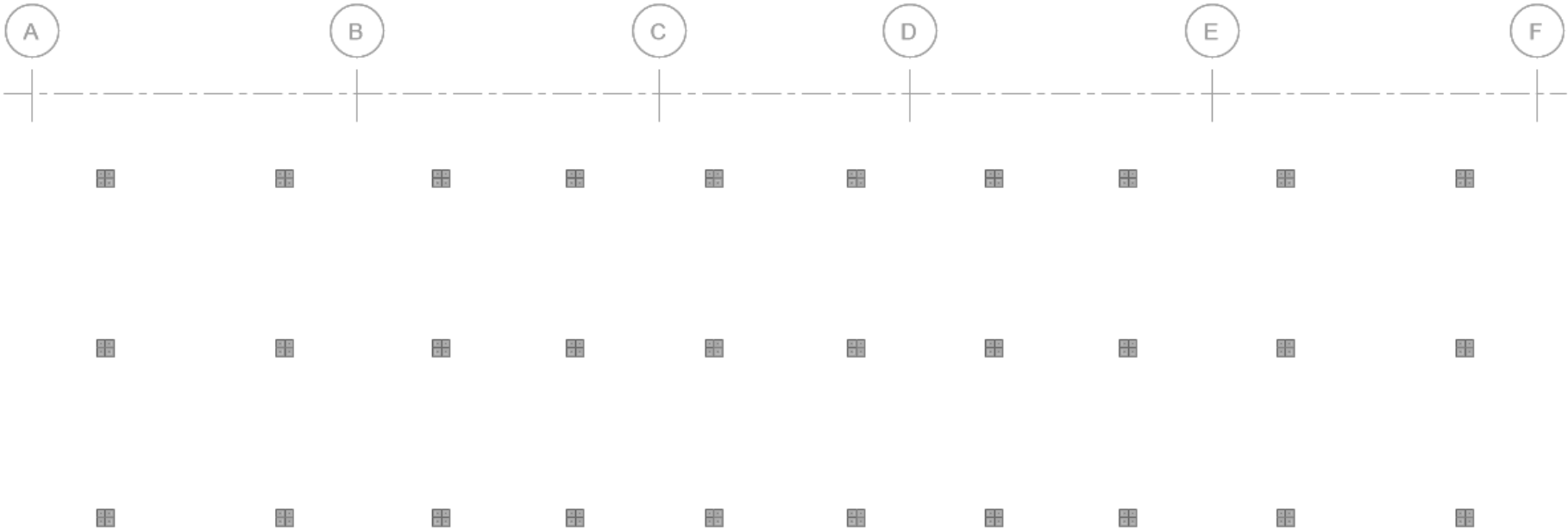
Figura 4.22. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

La distribución del refuerzo es insuficiente para las franjas donde se ubican los anclajes, reducimos el espaciado de las varillas 5/8 “de 40 cm a 10 cm. La figura 4.23 muestra los resultados.

Figura 4.23. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección XX.



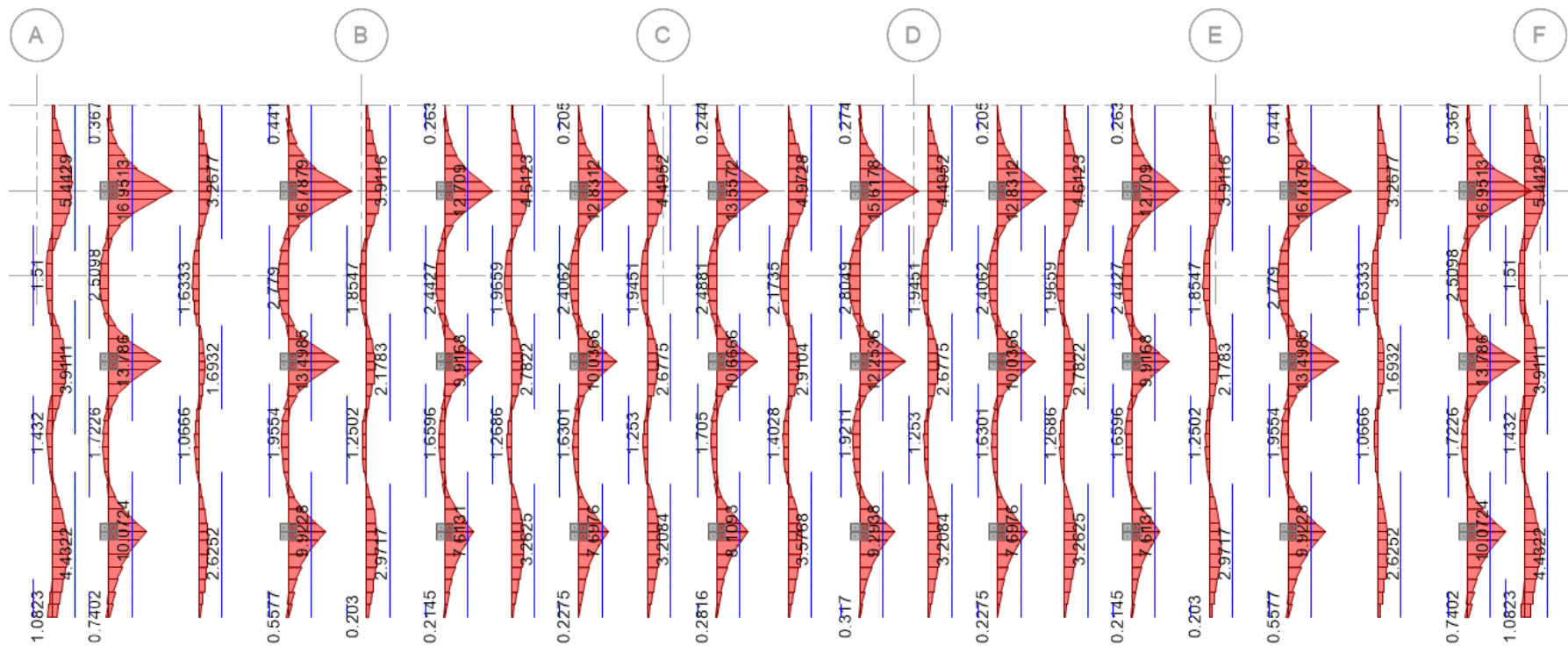
Fuente: Elaboración propia

“El diseño a flexión concluye cuando se cumple con el requerimiento de refuerzo de todas las franjas.”

Diseño por flexión de las franjas en la dirección YY con SAFE 2014

La figura 4.24 muestra la cantidad de acero positivo y negativo en cm² para cada franja, la mayor cantidad de acero positivo se concentra en la zona donde se colocan los anclajes.

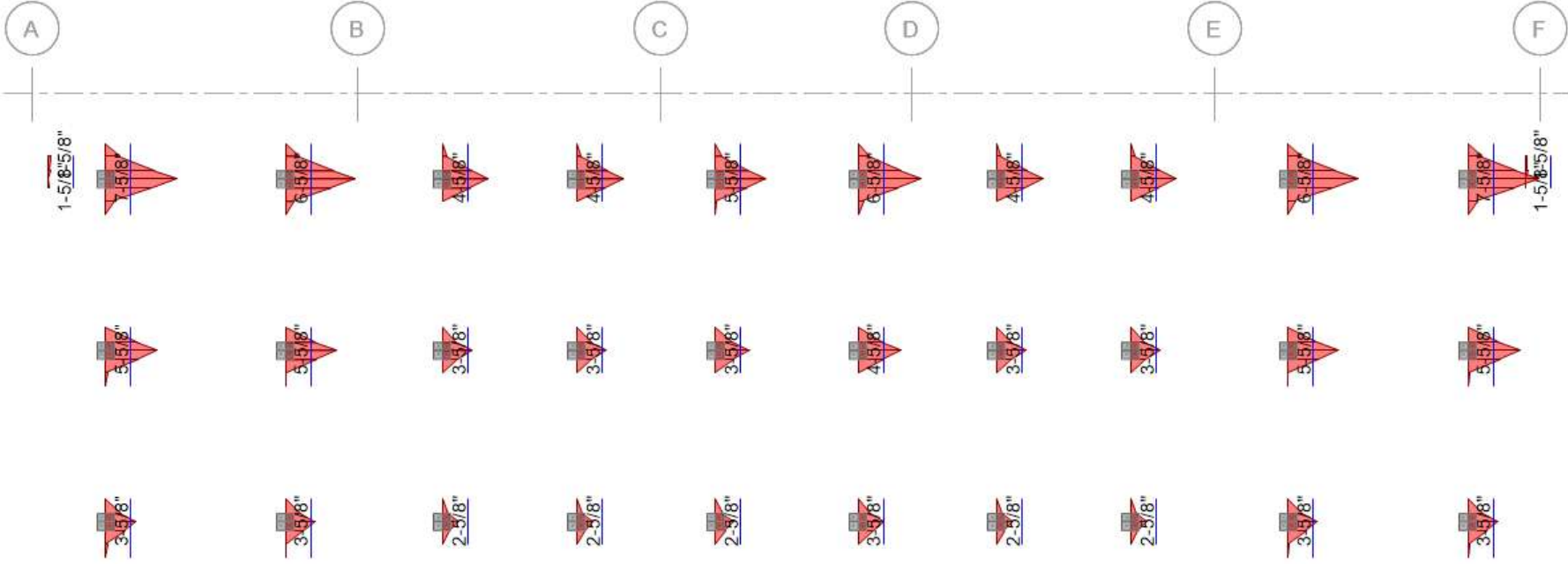
Figura 4.24. Diseño por flexión de las franjas en la dirección YY.



Fuente: Elaboración propia

Colocamos varillas de 1/2" espaciadas a una distancia máxima de 40 cm para acero negativo y varillas de 5/8" espaciadas a una distancia máxima de 40 cm para acero positivo. La figura 4.25 muestra los resultados.

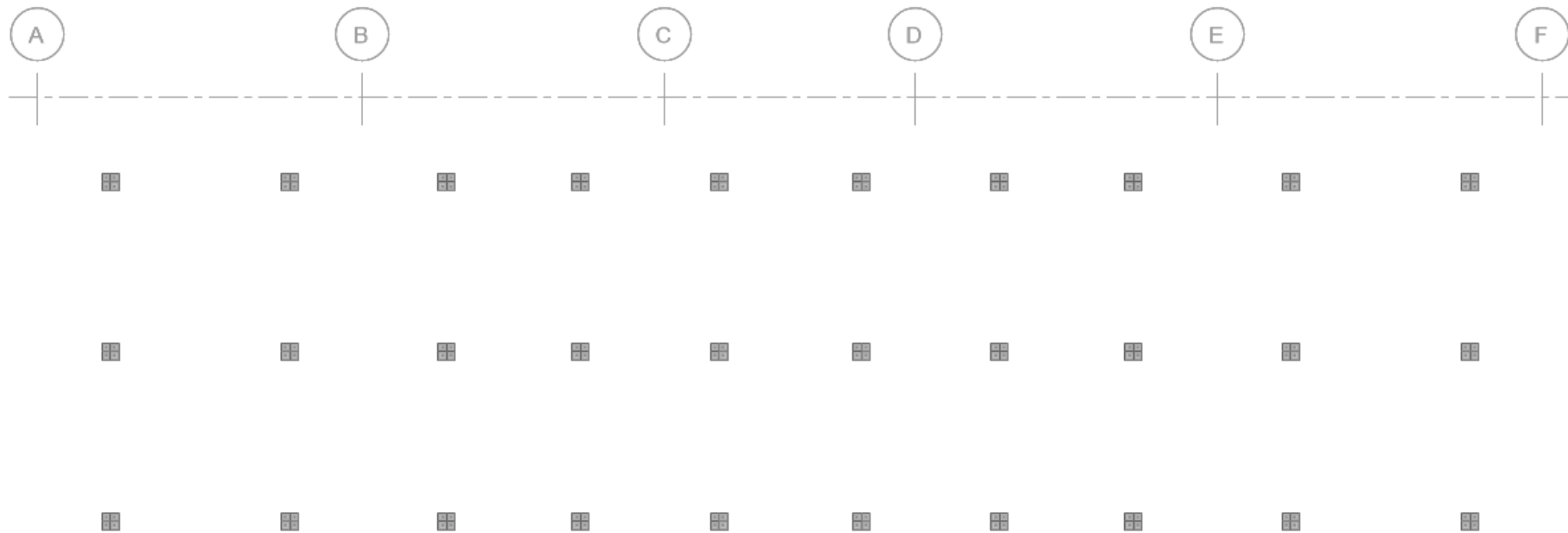
Figura 4.25. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección YY.



Fuente: Elaboración propia

La distribución del refuerzo es insuficiente para las franjas donde se ubican los anclajes, reducimos el espaciado de las varillas 5/8 “de 40 cm a 10 cm. La figura 4.26 muestra los resultados.

Figura 4.26. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección YY.



Fuente: Elaboración propia

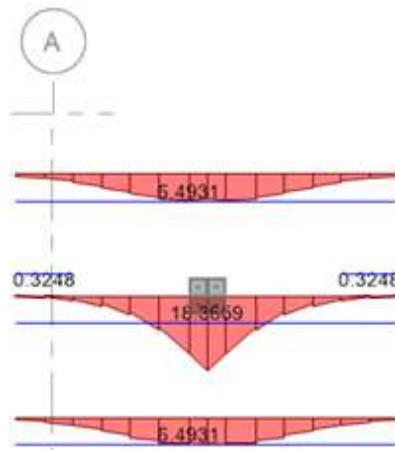
“El diseño a flexión concluye cuando se cumple con el requerimiento de refuerzo de todas las franjas.”

Diseño por flexión del modelo 1

Diseño por flexión de las franjas en la dirección XX con SAFE 2014

La figura 4.27 muestra la cantidad de acero en cm² para cada franja, el acero positivo se concentra en la zona donde se colocan los anclajes.

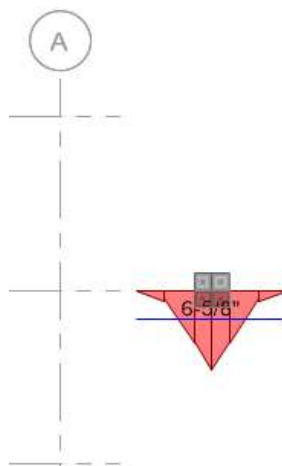
Figura 4.27. Diseño por flexión del modelo 1 para la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

Colocamos varillas de 5/8" espaciadas a 40 cm para acero positivo, distribuidas en el ancho unitario de la franja. La figura 4.28 muestra los resultados.

Figura 4.28. Distribución del refuerzo para el Diseño por flexión de las franjas en la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

La distribución del refuerzo es insuficiente, reducimos el espaciado de las varillas 5/8 “de 40 cm a 10 cm. La imagen 4.29 muestra los resultados.

Figura 4.29. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

“El diseño a flexión concluye cuando se cumple con el requerimiento de refuerzo de todas las franjas.”

Diseño por flexión de las franjas en la dirección YY con SAFE 2014

La figura 4.30 muestra la cantidad de acero en cm² para cada franja, el acero positivo se concentra en la zona donde se colocan los anclajes.

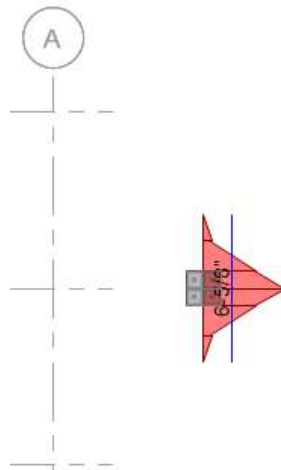
Figura 4.30. Diseño por flexión del modelo 1 para la dirección YY.



Fuente: Elaboración propia

Colocamos varillas de 5/8" espaciadas a 40 cm para acero positivo, distribuidas en el ancho unitario de la franja. La figura 4.31 muestra los resultados.

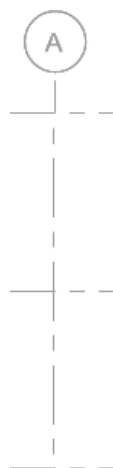
Figura 4.31 Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección YY.



Fuente: Elaboración propia

La distribución del refuerzo es insuficiente, reducimos el espaciado de las varillas 5/8 "de 40 cm a 10 cm. La imagen 4.32 muestra los resultados.

Figura 4.32. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

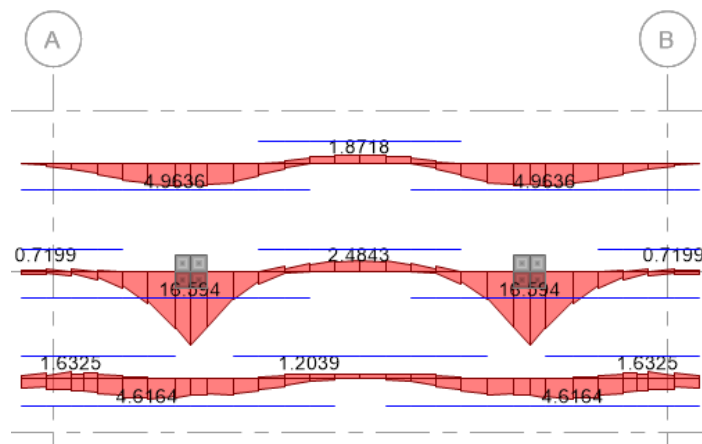
“El diseño a flexión concluye cuando se cumple con el requerimiento de refuerzo de todas las franjas.”

Diseño por flexión del modelo 2

Diseño por flexión de las franjas en la dirección XX con SAFE 2014

La figura 4.33 muestra la cantidad de acero en cm² para cada franja, el acero positivo se concentra en la zona donde se colocan los anclajes.

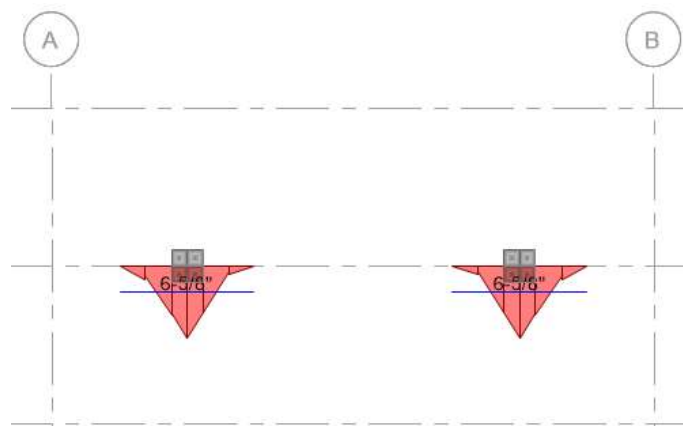
Figura 4.33. Diseño por flexión del modelo 2 para la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

Colocamos varillas de 5/8" espaciadas a 40 cm para acero positivo y de 1/2" espaciadas a 40 cm para acero negativo, distribuidas en el ancho unitario de la franja. La figura 4.34 muestra los resultados.

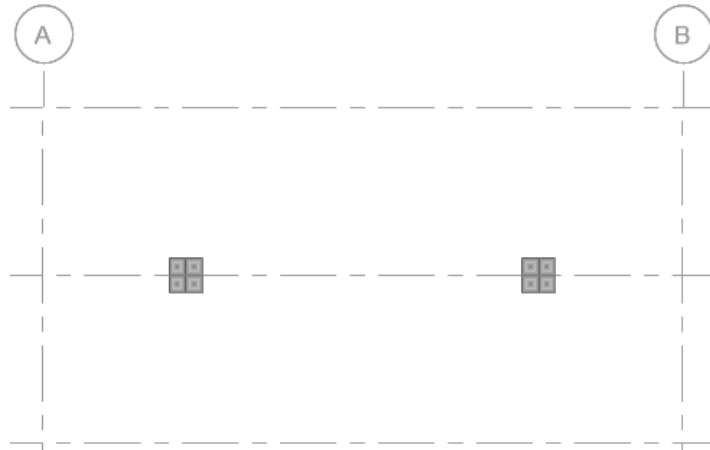
Figura 4.34. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección XX.



Fuente: Elaboración propia

La distribución del refuerzo es insuficiente, reducimos el espaciado de las varillas 5/8 "de 40 cm a 10 cm. La imagen 4.35 muestra los resultados.

Figura 4.35. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la Dir. XX.



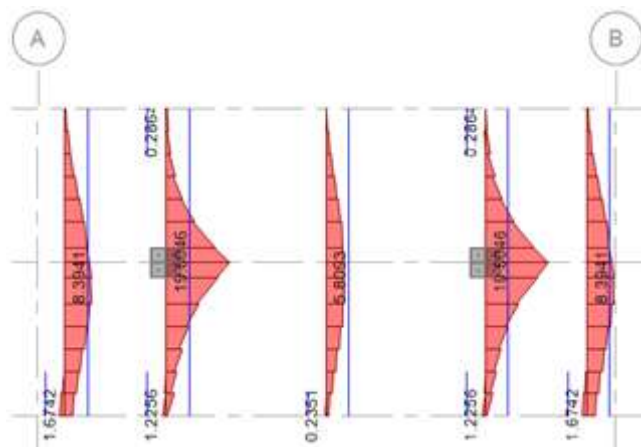
Fuente: Elaboración propia

“El diseño a flexión concluye cuando se cumple con el requerimiento de refuerzo de todas las franjas.”

Diseño por flexión de las franjas en la dirección YY con SAFE 2014

La figura 4.36 muestra la cantidad de acero en cm² para cada franja, el acero positivo se concentra en la zona donde se colocan los anclajes.

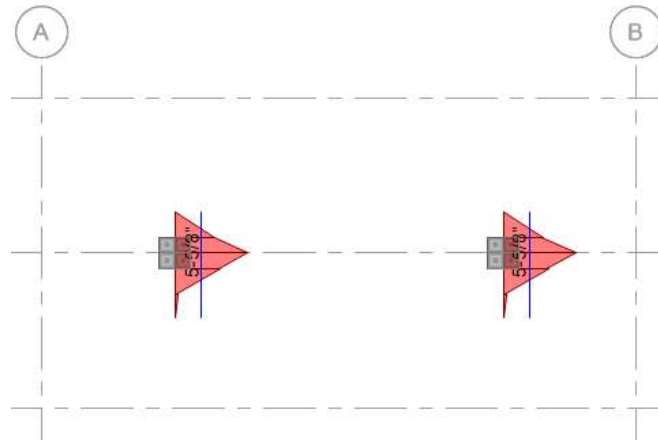
Figura 4.36. Diseño por flexión del modelo 2 para la dirección YY



Fuente: Elaboración propia

Colocamos varillas de 5/8" espaciadas a 35 cm para acero positivo, distribuidas en el ancho unitario de la franja. La figura 4.37 muestra los resultados.

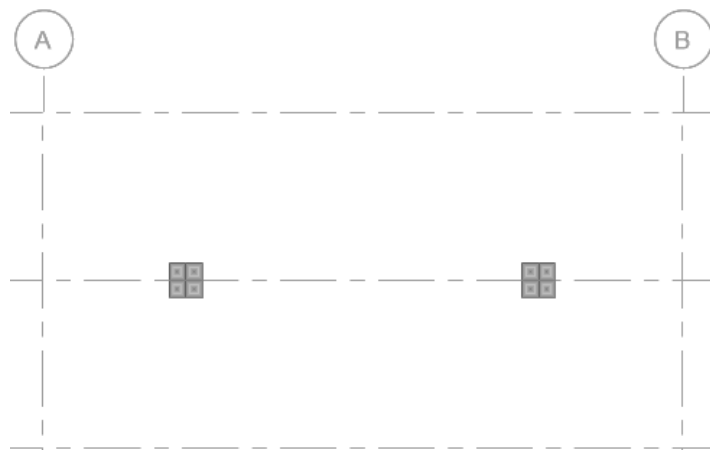
Figura 4.37. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección YY.



Fuente: Elaboración propia

La distribución del refuerzo es insuficiente, reducimos el espaciado de las varillas 5/8 "de 35 cm a 10 cm. La imagen 4.38 muestra los resultados.

Figura 4.38. Distribución del refuerzo para el diseño por flexión de las franjas en la dirección YY.



Fuente: Elaboración propia

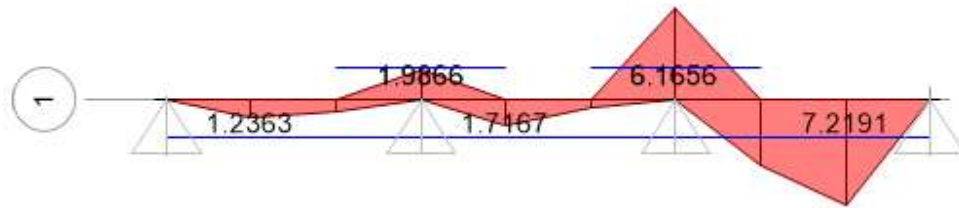
“El diseño a flexión concluye cuando se cumple con el requerimiento de refuerzo de todas las franjas.”

Diseño por flexión del modelo 4

Diseño por flexión de las franjas en la dirección YY con SAFE 2014

La figura 4.39 muestra la cantidad de acero en cm² para la franja de ancho unitario de 1m.

Figura 4.39. Diseño por flexión del modelo 4 en la dirección YY



Fuente: Elaboración propia

Resultados

Los resultados del diseño por flexión indican el tipo de barra a un determinado espaciamiento. S1 es el espaciamiento de barras en las franjas sin anclajes y S2 es el espaciamiento de barras en las franjas con anclajes.

DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA PANTALLA											
RESULTADOS DEL DISEÑO POR FLEXIÓN EN LA DIRECCIÓN XX											
Refuerzo	Barra	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4		Resultado	
		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1 max	S2 max
	∅	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
As (-)	1/2 "			40	40	40	40			40	40
As (+)	5/8 "	40	10	40	10	40	10			40	10

DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA PANTALLA											
RESULTADOS DEL DISEÑO POR FLEXIÓN EN LA DIRECCIÓN YY											
Refuerzo	Barra	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4		Resultado	
		S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1 max	S2 max
	∅	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
As (-)	1/2 "					40	40	30		30	40
As (+)	5/8 "	40	10	35	10	40	10	25		25	10

4.2 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.2.1 ESTRUCTURACIÓN

El proceso de estructuración consiste en definir la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas) de tal forma que se logre dotar a la estructura de buena rigidez; además resulte fácil y confiable reproducir el comportamiento real de la estructura.

4.2.1.1 ESTRUCTURACIÓN PARA CARGAS DE GRAVEDAD

Para las losas de piso consideramos la rigidez infinita del diafragma, las deflexiones, las cargas de uso que soporta el plano horizontal, la acústica de un nivel a otro y el factor económico; tomando en cuenta lo anterior, hacemos la elección de nuestras losas para el piso. Para los sótanos, losas macizas bidireccionales y para los pisos superiores, losas aligeradas bidireccionales.

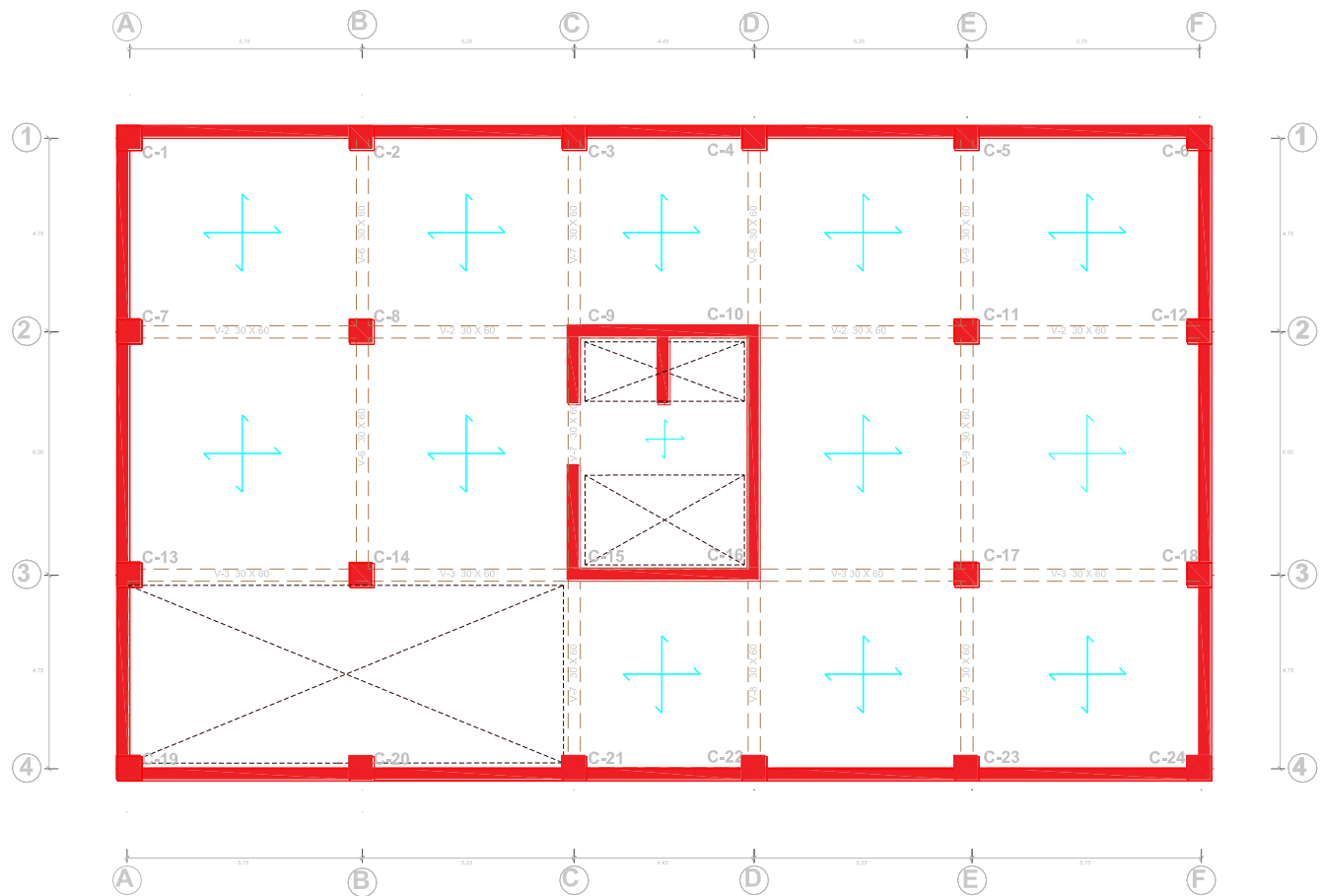
Para las vigas, consideramos la rigidez que aportan a los pórticos, las cargas que llegan de las losas y las deflexiones. Para todos los ejes consideramos vigas principales, en ambas direcciones reciben cargas que llegan de la losa y en ambas direcciones aportan rigidez al pórtico para el análisis sísmico. Debe cumplir $RIGIDEZ_{col} \geq 1.2 RIGIDEZ_{viga}$.

4.2.1.2 ESTRUCTURACIÓN PARA LAS CARGAS DEL SISMO

Para las columnas consideramos la rigidez que aportan a los pórticos; las cargas que llegan de las vigas, losas y las fuerzas sísmicas. Elegimos columnas cuadradas que aportan la misma rigidez en ambas direcciones y tienen un mejor comportamiento en la estructura.

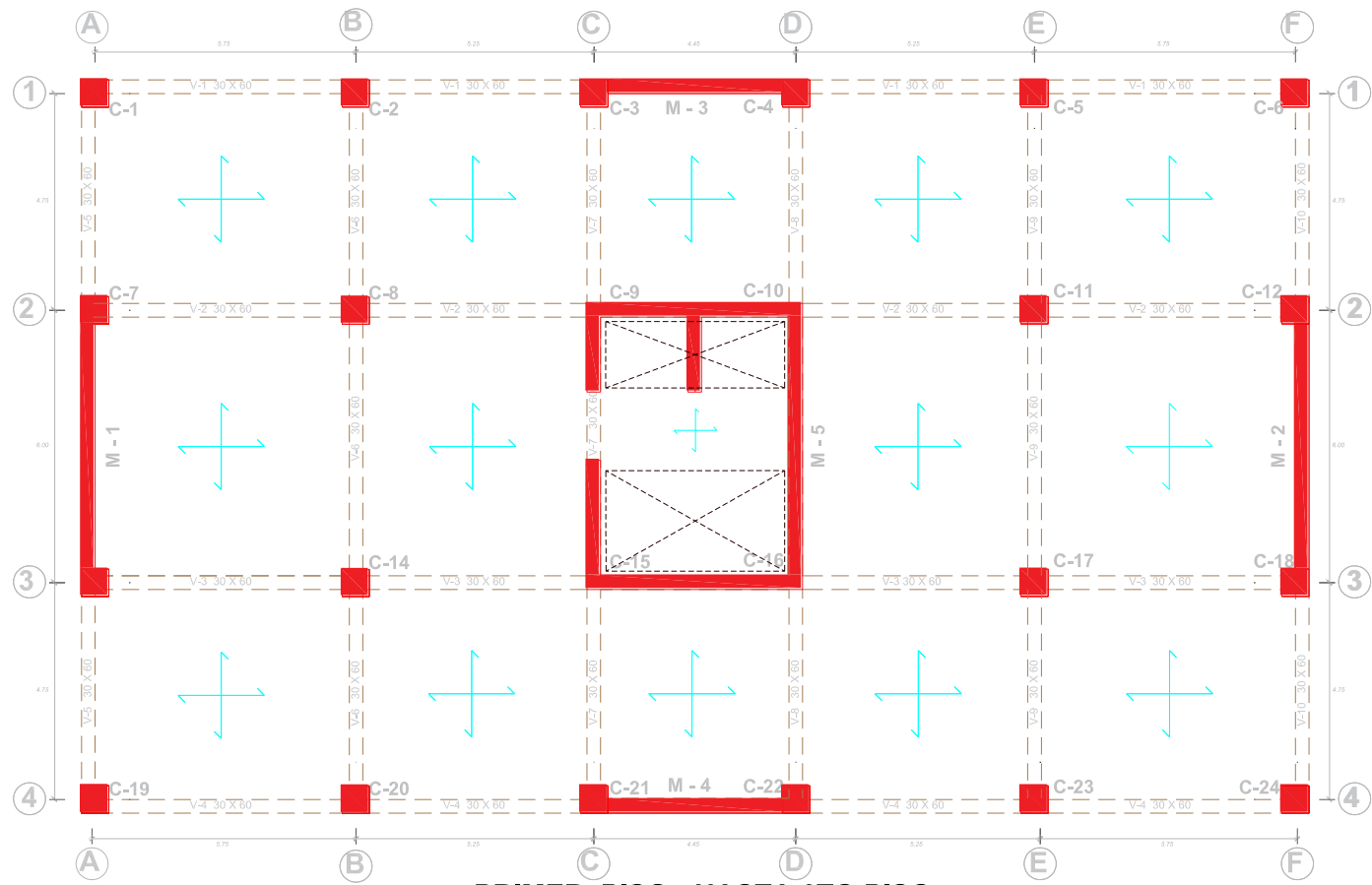
Para los muros estructurales, consideramos la rigidez lateral que aporta al sistema y la resistencia al corte ante fuerzas sísmicas. Para los sótanos, tenemos muros estructurales confinados en todo el perímetro; para los pisos superiores, muros estructurales en ambas direcciones.

4.2.1.3 PLANOS DE ESTRUCTURACIÓN



SÓTANO 1 - HASTA SÓTANO 3

Fuente: Elaboración propia



PRIMER PISO - HASTA 6TO PISO

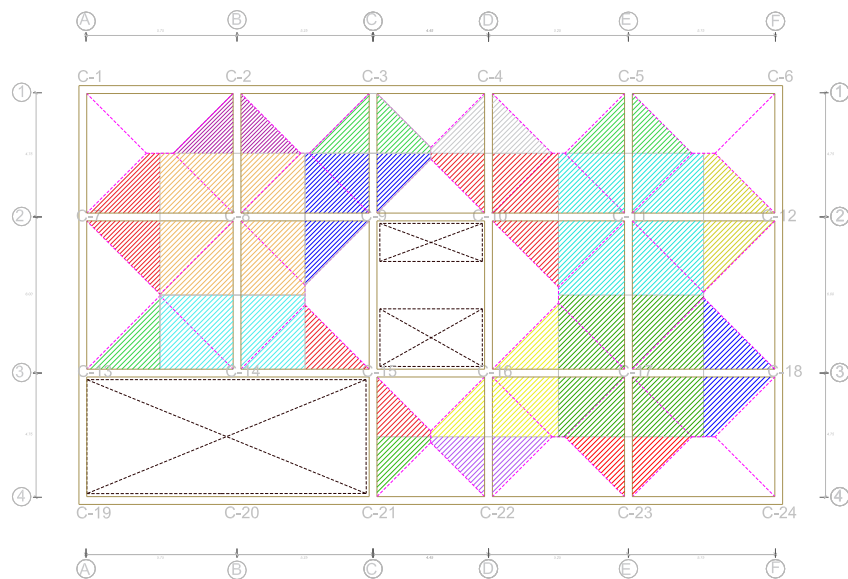
Fuente: Elaboración propia

4.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

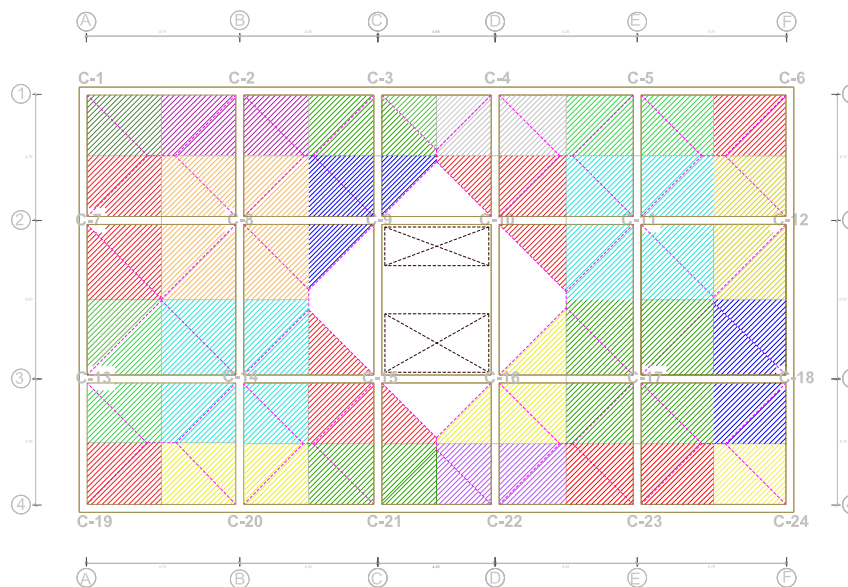
El predimensionamiento brinda dimensiones mínimas a las secciones de los elementos estructurales, para que tengan una buena respuesta ante sollicitaciones por carga de gravedad y de sismo.

4.2.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Calculamos el área tributaria que cargan las columnas.



SÓTANO 1 - HASTA SÓTANO 3



PRIMER PISO - HASTA 6TO PISO

Fuente: Elaboración propia

Para predimensionar las columnas, usamos la fórmula $A_c = P_{servicio}/C f'c$. Para calcular $P_{servicio} = 1.2 \text{ tn/m}^2 \times \text{area tributaria}$, C depende del tipo de columna. Para elegir una sección, debemos considerar la rigidez de la viga que llega a la columna y las fuerzas que flexionan el elemento.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS POR 1.2 TN/M2							
SECCIÓN DE COLUMNAS EXCÉNTRICAS $A_{columna} = P_{servicio}/0.45 f'c$							
COLUMNA	ÁREA T.	P=1.2T/M2	f'c	A columna	b	h	b x h
C-2	105.18	1.2	210	1335.62	60	20	60 X 60
C-3	92.46	1.2	210	1174.10	60	20	60 X 60
C-4	92.55	1.2	210	1175.24	60	20	60 X 60
C-5	105.06	1.2	210	1334.10	60	20	60 X 60
C-7	116.64	1.2	210	1481.14	60	25	60 X 60
C-12	114.54	1.2	210	1454.48	60	25	60 X 60
C-13	104.49	1.2	210	1326.86	60	20	60 X 60
C-18	112.83	1.2	210	1432.76	60	25	60 X 60
C-20	87.66	1.2	210	1113.14	60	20	60 X 60
C-21	84.75	1.2	210	1076.19	60	20	60 X 60
C-22	92.70	1.2	210	1177.14	60	20	60 X 60
C-23	105.18	1.2	210	1335.62	60	20	60 X 60

SECCIÓN DE COLUMNAS CENTRADAS $A_{columna} = P_{servicio}/0.45 f'c$							
COLUMNA	ÁREA T.	P=1.2T/M2	f'c	A columna	b	h	b x h
C-8	274.14	1.2	210	3481.14	60	60	60 X 60
C-9	115.38	1.2	210	1465.14	60	25	60 X 60
C-10	115.38	1.2	210	1465.14	60	25	60 X 60
C-11	227.04	1.2	210	2883.05	60	50	60 X 60
C-14	234.60	1.2	210	2979.05	60	50	60 X 60
C-15	98.64	1.2	210	1252.57	60	20	60 X 60
C-16	118.80	1.2	210	1508.57	60	25	60 X 60
C-17	227.22	1.2	210	2885.33	60	50	60 X 60

SECCIÓN DE COLUMNAS EN ESQUINA $A_{columna} = P_{servicio}/0.35 f'c$							
COLUMNA	ÁREA T.	P=1.2T/M2	f'c	A columna	b	h	b x h
C-1	48.66	1.2	210	794.45	60	15	60 X 60
C-6	47.46	1.2	210	774.86	60	15	60 X 60
C-19	49.38	1.2	210	806.20	60	15	60 X 60
C-24	47.46	1.2	210	774.86	60	15	60 X 60

Realizamos el metrado de cargas de los elementos y revisamos las dimensiones de las columnas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS POR METRADO DE CARGAS							
COLUMNA C-1							
CM (100%)							
ELEMENTO-VIGA	b	h	L	Y	Peso. 1m2	Area	Peso Tn
V - 1	0.3	0.6	15.42	2.4			6.66
V - 5	0.3	0.6	12.54	2.4			5.42
ELEMENTO-COLUMNA	b	h	L	Y	Peso. 1m2	Area	Peso Tn
C - 1	0.6	0.6	27.1	2.4			23.4144
ELEMENTO-LOSA	b	h	L	Y	Peso. 1m2	Area	Peso Tn
MACIZA							
ALIGERADA 2 DIRECCIONES					0.435	38.88	16.9128
PISO T.+TABIQUERIA	b	h	L	Y	Peso. 1m2	Area	Peso Tn
MACIZA							
ALIGERADA 2 DIRECCIONES					0.20	38.88	7.776
CV (25%)							
S/C	b	h	L	Y	Peso. 1m2	Area	Peso Tn
MACIZA							
ALIGERADA 2 DIRECCIONES					0.20	38.88	1.944
						Σ	62.13
Área de columna	b	h	b x h [cm]				
845.25	60	15	60 x 60				
COLUMNA C-2							
Área de columna	b	h	b x h				
1486.86	60	25	60 x 60				
COLUMNA C-3							
Área de columna	b	h	b x h				
1265.71	60	20	60 x 60				
COLUMNA C-4							
Área de columna	b	h	b x h				
1265.71	60	20	60 x 60				
COLUMNA C-5							
Área de columna	b	h	b x h				
1442.73	60	25	60 x 60				
COLUMNA C-6							
Área de columna	b	h	b x h				
845.33	60	15	60 x 60				
COLUMNA C-7							
Área de columna	b	h	b x h				
1486.49	60	25	60 x 60				
COLUMNA C-8							
Área de columna	b	h	b x h				
3340.30	60	55	60 x 60				

COLUMNA C-9			
Área de columna	b	h	b x h
1527.61	60	25	60 x 60
COLUMNA C-10			
Área de columna	b	h	b x h
1527.61	60	25	60 x 60
COLUMNA C-11			
Área de columna	b	h	b x h
3153.57	60	55	60 x 60
COLUMNA C-12			
Área de columna	b	h	b x h
1395.28	60	25	60 x 60
COLUMNA C-13			
Área de columna	b	h	b x h
1328.54	60	20	60 x 60
COLUMNA C-14			
Área de columna	b	h	b x h
2699.19	60	45	60 x 60
COLUMNA C-15			
Área de columna	b	h	b x h
1366.36	60	25	60 x 60
COLUMNA C-16			
Área de columna	b	h	b x h
1527.61	60	25	60 x 60
COLUMNA C-17			
Área de columna	b	h	b x h
3153.57	60	55	60 x 60
COLUMNA C-18			
Área de columna	b	h	b x h
1482.79	60	25	60 x 60
COLUMNA C-19			
Área de columna	b	h	b x h
787.92	60	15	60 x 60
COLUMNA C-20			
Área de columna	b	h	b x h
1222.36	60	20	60 x 60
COLUMNA C-21			
Área de columna	b	h	b x h
1128.54	60	20	60 x 60
COLUMNA C-22			
Área de columna	b	h	b x h
1208.49	60	20	60 x 60
COLUMNA C-23			
Área de columna	b	h	b x h
1442.73	60	25	60 x 60
COLUMNA C-24			
Área de columna	b	h	b x h
845.33	60	15	60 x 60

4.2.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para calcular el peralte de la viga, usamos la fórmula $h = L/11$ para ambas direcciones, L es igual a la longitud libre cara a cara entre elementos de apoyo. Para elegir el peralte, consideramos la rigidez de la viga que debe ser 0.8 rigidez de la columna para pórticos sismorresistentes. Para el ancho de la sección podemos considerar 50 % del peralte.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS				h = L /11		
Referencia	Eje	Tipo	Longitud [m]	h [cm]	b [cm]	b x h
SOTANO 1 @ 3						
	EJE - 2	V-2	5.15	45	25	30 X 60
	EJE - 3	V-3	5.15	45	25	30 X 60
	EJE - B	V-6	5.40	50	25	30 X 60
	EJE - C	V-7	5.40	50	25	30 X 60
	EJE - D	V-8	5.40	50	25	30 X 60
	EJE - E	V-9	5.40	50	25	30 X 60
PISO 1 @ 6						
	EJE - 1	V-1	5.15	45	25	30 X 60
	EJE - 2	V-2	5.15	45	25	30 X 60
	EJE - 3	V-3	5.15	45	25	30 X 60
	EJE - 4	V-4	5.15	45	25	30 X 60
	EJE - A	V-5	5.40	50	25	30 X 60
	EJE - B	V-6	5.40	50	25	30 X 60
	EJE - C	V-7	5.40	50	25	30 X 60
	EJE - D	V-8	5.40	50	25	30 X 60
	EJE - E	V-9	5.40	50	25	30 X 60
	EJE - F	V-10	5.40	50	25	30 X 60

4.2.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS

Para las losas macizas en dos direcciones, podemos calcular el peralte con la fórmula $h = \text{perimetro del paño} / 180$. Podemos revisar las dimensiones cuando calculamos deflexiones en el análisis por cargas de gravedad. Las flechas máximas se revisan de acuerdo a la Norma Técnica E.060: Diseño de concreto armado.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS 2DIR. $h = \text{Perimetro del paño} / 180$				
Losa	Paño	P. [m]	h [m]	h elegido
SÓTANO 1 @ 6	PAÑO 1	20.45	11.36	20
	PAÑO 2	19.12	10.62	20
	PAÑO 3	17.54	9.74	20
	PAÑO 4	19.12	10.62	20
	PAÑO 5	20.45	11.36	20
	PAÑO 6	22.59	12.55	20
	PAÑO 7	21.20	11.78	20
	PAÑO 8	11.28	6.27	20
	PAÑO 9	21.20	11.78	20
	PAÑO 10	22.59	12.55	20
	PAÑO 11	17.54	9.74	20
	PAÑO 12	19.12	10.62	20
	PAÑO 13	20.45	11.36	20
PISO 1 @ 6				
	PAÑO 8	11.28	5.00	25

4.2.2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

Para calcular el peralte de las losas aligeradas en dos direcciones, Blanco Blasco recomienda para dimensiones de 6.5 m @ 7.5 un peralte de $h = 25 \text{ cm}$. Podemos revisar las dimensiones cuando calculamos deflexiones en el análisis por cargas de gravedad. Las flechas máximas se revisan de acuerdo a la Norma Técnica E.060: Diseño de concreto armado.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS 2DIR. $h = 25 \rightarrow 6.5\text{m a } 7.5\text{m}$				
LOSA	PAÑO CRÍTICO	PERÍMETRO	h	h elegido
PISO 1 @ 6				
			25	25

4.2.2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE

Para calcular la longitud total de los muros de corte en una dirección, usamos la fórmula $L = (V_{\text{basal}}) / 0.53 \sqrt{f_c} h^{0.8}$. Para calcular el V basal del edificio, usamos la fórmula $V_{\text{basal}} = ZUCSP/R$ donde Z es el factor de aceleración sísmica que depende de la zona donde esté ubicado nuestro proyecto, U es el factor uso que depende del uso de la edificación, C es el factor de amplificación

sísmica que depende del periodo del suelo y el periodo de la edificación, S es el factor de suelo que depende de la zona donde está ubicado nuestro proyecto y del tipo de suelo donde se construye el edificio, P es el peso total de la edificación y lo calculamos por metrado de cargas de los elementos, R es el factor de reducción sísmica que depende de la rigidez del sistema estructural del edificio.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS DE CORTE $L = (V_{\text{basal}}) / (\Phi \cdot 0,53 \cdot (\sqrt{f'c}) \cdot h \cdot 0,8 (\Phi = 0,85))$							
PRIMER PISO-SEXTO CM							
ELEMENTO-VIGA	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
V-1	0.3	0.60	19.60	2.40			50.80
V-2	0.3	0.60	15.15	2.40			39.27
V-3	0.3	0.60	15.15	2.40			39.27
V-4	0.3	0.60	19.60	2.40			50.80
V-5	0.3	0.60	8.35	2.40			21.64
V-6	0.3	0.60	13.75	2.40			35.64
V-7	0.3	0.60	8.35	2.40			21.64
V-8	0.3	0.60	8.35	2.40			21.64
V-9	0.3	0.60	13.75	2.40			35.64
V-10	0.3	0.60	8.35	2.40			21.64

PRIMER PISO-SEXTO CM							
ELEMENTO-COLUMNA	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
C1	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C2	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C3	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C4	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C5	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C6	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C7	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C8	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C11	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C12	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C13	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C14	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C17	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C18	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C19	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C20	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C21	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C22	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C23	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77
C24	0.60	0.60	17.1	2.4			14.77

PRIMER PISO-SEXTO CM							
ELEMENTO-MURO	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
PLACA ESC. ASC.	0.30	17.10	21.05	2.4			259.17
PRIMER PISO-SEXTO CM							
ELEMENTO- VIGA	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
SPANDEL ESC. ASC.	0.30	0.60	1.5	2.4			3.89
PRIMER PISO - SEXTO CM							
ELEMENTO-LOSA	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
MACIZA		0.25		2.4		8.01	28.836
ALIGERADA 2 DIREC.		0.25			0.435	353.01	921.3561
PRIMER PISO - SEXTO CM							
ELEMENTO ESCALERA	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
MACIZA	1.2	0.3	55.8	2.4			48.2112
PRIMER PISO - SEXTO CM							
PISO T.+TABIQUERIA	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
MACIZA					0.2	8.01	9.612
ALIGERADA 2 DIREC.					0.2	353.01	423.612

Σ CM	2328.17
-------------	----------------

PRIMER PISO - SEXTO CV 25%							
S/C	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
MACIZA					0.2	8.01	2.403
ALIGERADA 2 DIREC.					0.2	353.01	105.903
PRIMER PISO - SEXTO CV 25%							
S/C	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
ESCALERA					0.2	66.96	16.74

Σ CV	125.046
-------------	----------------

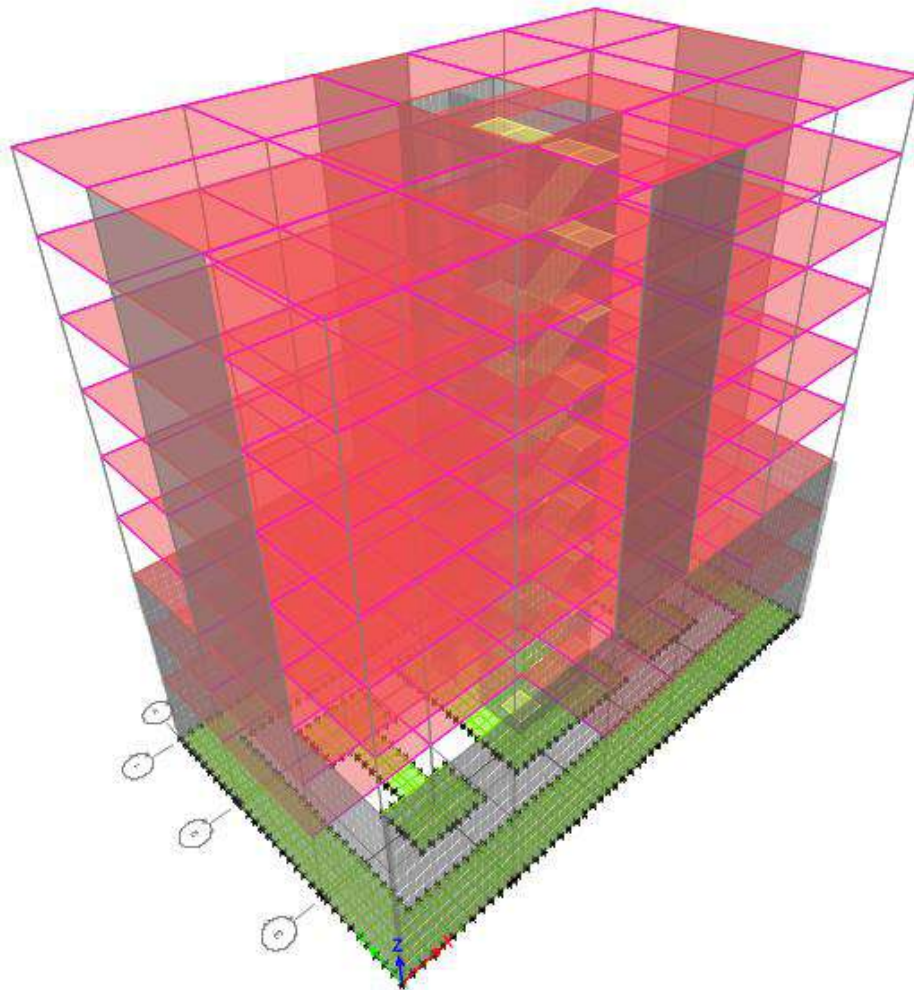
Z	U	C	S	P	R	BASAL	
0.35	1	2.5	1.15	2453.2137	7	352.6494694	
$L = (V_{basal}) / \Phi \cdot 0,53 \cdot (\sqrt{f'c}) \cdot h \cdot 0,8$		L (cm)		2250.8	L (m)		22.5
ELEMENTO PLACA	b	h	L	Y	Peso x 1m2	Area	Peso [Tn]
PLACA	0.3	17.1	18.5	2.4			227.772
Z	U	C	S	P	R	BASAL	
0.35	1	2.5	1.15	2680.99	7	385.3916944	
$L = (V_{basal}) / \Phi \cdot 0,53 \cdot (\sqrt{f'c}) \cdot h \cdot 0,8$		L (cm)		2459.7	L (m)		24.6

4.2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.2.3.1 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN ETABS 2015

Realizamos un modelo tridimensional para el análisis de la estructura, con 6 grados de libertad en los nudos y 3 grados de libertad en los diafragmas. El modelo cuenta con elementos frame que se utiliza para columnas y vigas, elementos Shell para losas de piso, escaleras y muros estructurales. El modelo incluye los niveles de los sótanos que interactúan con el suelo que los confina, los elementos verticales, también interactúan con el suelo en su base. Las cargas del edificio son las que indican la Norma E.020: Cargas y la Norma E.030: Diseño sismorresistente.

Figura 4.25. Modelo estructural del edificio de 6 pisos y 3 sótanos en Etabs 2015.



Fuente: Elaboración propia

4.2.3.1.1 PARÁMETROS DE LA ZONA Y CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Factor de zona Z: nuestro proyecto se ubica en la zona 4 y para esta tenemos un factor de zona $Z = 0.35$

Parámetro de amplificación del suelo S : para un suelo intermedio y zona 4, tenemos $S = 1.05$, $TP = 0.6$, $TL = 2.0$

Factor de amplificación sísmica C : para $T = hn/CT = 17.10/60 = 0.285$
Tenemos $C = 2.5$

4.2.3.1.2 CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

Factor uso U: para una edificación de categoría C tenemos $U = 1.0$

Sistema estructural: nuestro edificio tendrá un sistema estructural DUAL de pórtico y muros estructurales.

Coefficiente de reducción sísmica R : para un edificio de estructura regular, $la o lp = 1.0$; entonces $R = 7.0$

4.2.3.1.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

4.2.3.1.3.1 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Según la Norma E.030 (Diseño sismorresistente): “Cualquier estructura puede ser analizada con el análisis dinámico por combinación modal”.

Modos de vibración , periodos naturales y masas participantes

Se considera 3 modos de vibración por piso en total 27 modos. Para 27 modos tenemos 27 periodos naturales , la masa participante debe superar el 90% que exige la norma .

Caso	Modo	Periodo [seg]	Masa UX	Masa UY
Modal Edif. 6pis. +3sot.	1	0.392	0.5519	0.0003
Modal Edif. 6pis. +3sot.	2	0.371	0.5522	0.5728
Modal Edif. 6pis. +3sot.	3	0.223	0.5522	0.5748
Modal Edif. 6pis. +3sot.	4	0.095	0.7598	0.5749
Modal Edif. 6pis. +3sot.	5	0.086	0.7599	0.766
Modal Edif. 6pis. +3sot.	6	0.062	0.7599	0.7697
Modal Edif. 6pis. +3sot.	7	0.051	0.8436	0.7699
Modal Edif. 6pis. +3sot.	8	0.047	0.8438	0.8456
Modal Edif. 6pis. +3sot.	9	0.035	0.8439	0.8469
Modal Edif. 6pis. +3sot.	10	0.034	0.865	0.8472
Modal Edif. 6pis. +3sot.	11	0.031	0.8652	0.8714
Modal Edif. 6pis. +3sot.	12	0.027	0.8652	0.8716
Modal Edif. 6pis. +3sot.	13	0.025	0.8713	0.8717
Modal Edif. 6pis. +3sot.	14	0.024	0.8713	0.8815
Modal Edif. 6pis. +3sot.	15	0.021	0.8713	0.882
Modal Edif. 6pis. +3sot.	16	0.021	0.8744	0.882
Modal Edif. 6pis. +3sot.	17	0.02	0.8744	0.8909
Modal Edif. 6pis. +3sot.	18	0.018	0.8754	0.8909
Modal Edif. 6pis. +3sot.	19	0.018	0.8754	0.8971
Modal Edif. 6pis. +3sot.	20	0.018	0.8754	0.8981
Modal Edif. 6pis. +3sot.	21	0.017	0.8754	0.8997
Modal Edif. 6pis. +3sot.	22	0.016	0.8756	0.8998
Modal Edif. 6pis. +3sot.	23	0.016	0.8993	0.8998
Modal Edif. 6pis. +3sot.	24	0.013	0.8993	0.9006
Modal Edif. 6pis. +3sot.	25	0.012	0.8994	0.9006
Modal Edif. 6pis. +3sot.	26	0.011	0.9003	0.9006
Modal Edif. 6pis. +3sot.	27	0.01	0.9003	0.9006

Espectro inelástico de pseudoaceleraciones

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas, se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

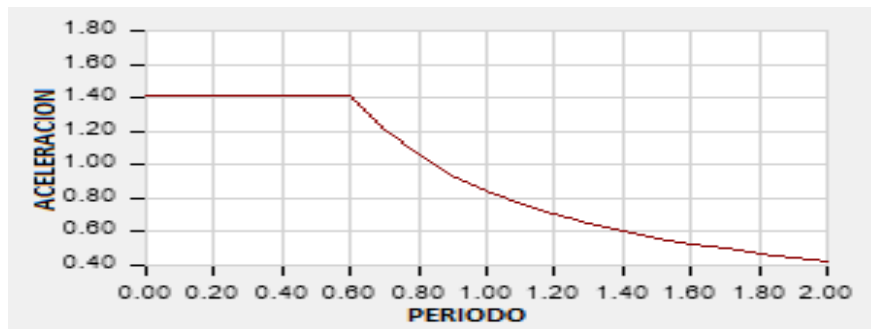
$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical, podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

Los parámetros de la zona del suelo y las características del edificio son iguales para ambas direcciones, el espectro será igual en XX - YY

ESPECTRO DE RESPUESTA XX - YY					
Z	U	S	Tp	TL	R
0.35	1.00	1.15	0.60	2.00	7.00
C	T	ZUSC	ZUSC/R	Periodo	Aceleracion
				[seg]	[m/s ²]
2.50000	0.00	1.0063	0.1438	0.00	1.4102
2.50000	0.10	1.0063	0.1438	0.10	1.4102
2.50000	0.20	1.0063	0.1438	0.20	1.4102
2.50000	0.30	1.0063	0.1438	0.30	1.4102
2.50000	0.40	1.0063	0.1438	0.40	1.4102
2.50000	0.50	1.0063	0.1438	0.50	1.4102
2.50000	0.60	1.0063	0.1438	0.60	1.4102
2.14286	0.70	0.8625	0.1232	0.70	1.2087
1.87500	0.80	0.7547	0.1078	0.80	1.0576
1.66667	0.90	0.6708	0.0958	0.90	0.9401
1.50000	1.00	0.6038	0.0863	1.00	0.8461
1.36364	1.10	0.5489	0.0784	1.10	0.7692
1.25000	1.20	0.5031	0.0719	1.20	0.7051
1.15385	1.30	0.4644	0.0663	1.30	0.6509
1.07143	1.40	0.4313	0.0616	1.40	0.6044
1.00000	1.50	0.4025	0.0575	1.50	0.5641
0.93750	1.60	0.3773	0.0539	1.60	0.5288
0.88235	1.70	0.3551	0.0507	1.70	0.4977
0.83333	1.80	0.3354	0.0479	1.80	0.4701
0.78947	1.90	0.3178	0.0454	1.90	0.4453
0.75000	2.00	0.3019	0.0431	2.00	0.4231

Figura 4.26. Espectro inelástico de pseudoaceleraciones para el análisis sísmico.



Fuente: Elaboración propia

Excentricidad accidental

La norma nos dice que debemos considerar una excentricidad accidental de 0.05 para todos los pisos , esto es el 5 % de la longitud en la dirección donde se analiza la estructura.

Respuesta máxima de los modos considerados

La Norma E.030 indica que podemos usar la combinación cuadrática completa (C.Q.C) para encontrar las respuestas máximas tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

Fuerza cortante mínima en el primer entrepiso

La Norma E.030 indica que para las estructuras regulares, el cortante basal dinámico debe ser por lo menos 80 % del cortante basal estático; debemos escalar proporcionalmente los resultados obtenidos.

DIRECCION X				
Piso	V estático	80% V estático	V dinámico	Factor de escala
	tonf	tonf	tonf	
piso 1	476.78	381.424	334.14	1.141509547
DIRECCION Y				
Piso	V estático	80% V estático	V dinámico	Factor de escala
	tonf	tonf	tonf	
piso 1	476.78	381.42	341.11	1.11818475

4.2.3.1.4 VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo a los resultados del análisis, se determinará si la estructura planteada es válida, para lo cual debe cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez.

Desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas

DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X			
Piso	Elevación	Desplazamiento	Desplazamiento * 0.75 * R
	cm	cm	cm
Piso 6	2710	0.84	4.3943
Piso 5	2425	0.72	3.7695
Piso 4	2140	0.59	3.1028
Piso 3	1855	0.46	2.4150
Piso 2	1570	0.33	1.7378
Piso 1	1285	0.21	1.1025
Sótano1	1000	0.11	0.5723
Sótano2	700	0.07	0.3728
Sótano3	400	0.04	0.2048
Base	0	0.00	0.0053

DESPLAZAMIENTO LATERAL EN Y			
Piso	Elevación	Desplazamiento	Desplazamiento * 0.75 * R
	cm	cm	cm
Piso 6	2710	0.81	4.2630
Piso 5	2425	0.70	3.6908
Piso 4	2140	0.59	3.0713
Piso 3	1855	0.46	2.4308
Piso 2	1570	0.34	1.7850
Piso 1	1285	0.22	1.1708
Sótano1	1000	0.12	0.6353
Sótano2	700	0.07	0.3833
Sótano3	400	0.04	0.2048
Base	0	0.00	0.0105

Distorsión de entrepiso

El límite para la distorsión del entrepiso para el concreto es de 0.007. Calculamos la distorsión para cada entrepiso del edificio y lo comparamos con el límite de la norma .

DISTORSIÓN DE ENTREPISO EN X			
Piso	Elevación	Max $\Delta i / hei$	$\Delta i / hei$
	cm		
Piso 6	2710	0.007	0.0022
Piso 5	2425	0.007	0.0024
Piso 4	2140	0.007	0.0024
Piso 3	1855	0.007	0.0024
Piso 2	1570	0.007	0.0022
Piso 1	1285	0.007	0.0019
Sótano1	1000	0.007	0.0007
Sótano2	700	0.007	0.0006
Sótano3	400	0.007	0.0005
Base	0	0.007	0.0000

DISTORSIÓN DE ENTREPISO EN Y			
Piso	Elevación	Max $\Delta i / hei$	$\Delta i / hei$
	cm		
Piso 6	2710	0.007	0.0020
Piso 5	2425	0.007	0.0022
Piso 4	2140	0.007	0.0023
Piso 3	1855	0.007	0.0023
Piso 2	1570	0.007	0.0022
Piso 1	1285	0.007	0.0019
Sótano1	1000	0.007	0.0008
Sótano2	700	0.007	0.0006
Sótano3	400	0.007	0.0005
Base	0	0.007	0.0000

Separación entre edificios

Las estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. En la dirección X, la estructura colinda con un lote baldío.

$$s \geq \frac{2}{3} \text{ desplazamiento máximo}$$

$$s = \frac{2}{3} \times 0.0439 = 0.0292 \text{ m}$$

$$s \geq 0.03 \text{ m}$$

$$s = 0.03 \text{ m}$$

$$s_{total} = \left(\frac{0.0293}{2}\right) + \left(\frac{0.0300}{2}\right) = 0.0300 \text{ m}$$

4.2.3.2 ANÁLISIS PARA LAS CARGAS DE GRAVEDAD

El análisis se hace para losas y vigas del edificio, las cargas de gravedad son las cargas muertas y vivas del edificio. Para el análisis de losas aligeradas en 2 direcciones y losas macizas en 2 direcciones, usamos el método de coeficientes.

4.2.3.2.1 ANÁLISIS DE LOSAS ALIGERADAS EN 2 DIR.

Para el análisis de las losas en dos direcciones, usamos el método de los coeficientes; dividimos los paños en franjas centrales y franjas de columna; analizamos las franjas con las cargas últimas y encontramos los diagramas de momentos y cortantes para el diseño.

4.2.3.2.1.1 MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARA LOSAS ALIGERADAS EN 2 DIR.

Analizamos la losa aligerada en 2 direcciones del piso 1.

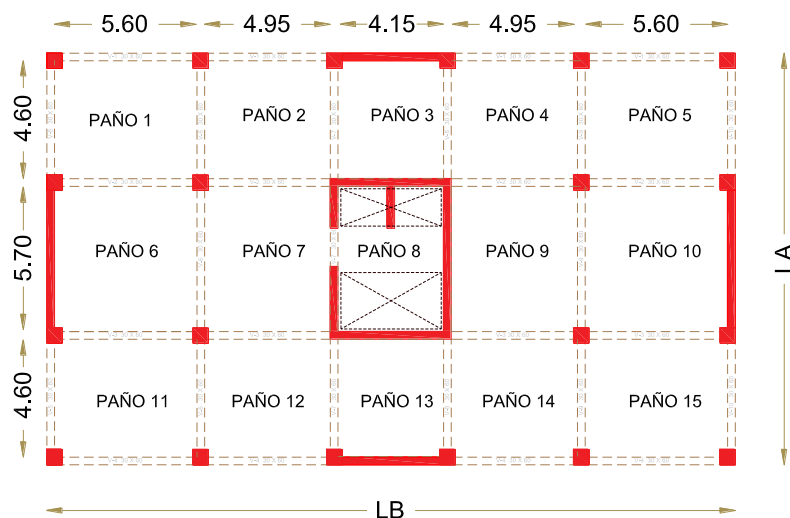
Datos para el análisis :

Sobrecarga = 200 kgf / m^2 para uso vivienda

$f_c = 210 \text{ kgf} / cm^2$

$f_y = 4200 \text{ kgf} / cm^2$

Para la geometría y las dimensiones de la losa ver el gráfico.



Fuente: Elaboración propia

Cargas actuantes

$$W_{cv} = 200 \text{ kgf/m}^2 = 0.20 \text{ T/M}^2$$

$$W_u_{cv} = 1.7 \times 0.20 \text{ T/M}^2 = 0.340 \text{ T/M}^2$$

$$W_u_{cm} = 100 \text{ kgf/m}^2 + 100 \text{ kgf/m}^2 + 50 \text{ kgf/m}^2 + 435 \text{ kgf/m}^2$$

$$W_u_{cm} = 685 \text{ kgf/m}^2 = 0.685 \text{ T/M}^2$$

$$W_u_{cm} = 1.4 \times 0.685 \text{ T/M}^2 = 0.959 \text{ T/M}^2$$

Hallamos la relación de las longitudes del paño m para ir a la tabla de coeficientes de la Norma E.060.

$$m = \frac{A}{B} \quad A = \text{longitud menor} \quad B = \text{longitud mayor}$$

$$m_1 = \frac{4.60}{5.60} = 0.80 \quad m_2 = \frac{4.60}{4.95} = 0.95 \quad m_3 = \frac{4.15}{4.60} = 0.90 \quad m_4 = \frac{4.60}{4.95} = 0.95$$

$$m_5 = \frac{4.60}{5.60} = 0.80 \quad m_6 = \frac{5.60}{5.70} = 1.00 \quad m_7 = \frac{4.95}{5.70} = 0.85 \quad m_9 = \frac{4.95}{5.70} = 0.85$$

$$m_{10} = \frac{5.60}{5.70} = 1.00 \quad m_{11} = \frac{4.60}{5.60} = 0.80 \quad m_{12} = \frac{4.60}{4.95} = 0.95 \quad m_{13} = \frac{4.15}{4.60} = 0.90$$

$$m_{14} = \frac{4.60}{4.95} = 0.95 \quad m_{15} = \frac{4.60}{5.60} = 0.80$$

Coeficientes para momentos negativos (CM+CV)

$$\text{Paño 1} \quad C_A = 0.071 \quad C_B = 0.029$$

$$\text{Paño 2} \quad C_A = 0.038 \quad C_B = 0.056$$

$$\text{Paño 3} \quad C_A = 0.070 \quad C_B = 0.000$$

$$\text{Paño 4} \quad C_A = 0.038 \quad C_B = 0.056$$

$$\text{Paño 5} \quad C_A = 0.071 \quad C_B = 0.029$$

$$\text{Paño 6} \quad C_A = 0.033 \quad C_B = 0.061$$

Paño 7	$C_A = 0.021$	$C_B = 0.072$
Paño 9	$C_A = 0.021$	$C_B = 0.072$
Paño 10	$C_A = 0.033$	$C_B = 0.061$
Paño 11	$C_A = 0.071$	$C_B = 0.029$
Paño 12	$C_A = 0.038$	$C_B = 0.056$
Paño 13	$C_A = 0.070$	$C_B = 0.000$
Paño 14	$C_A = 0.038$	$C_B = 0.056$
Paño 15	$C_A = 0.071$	$C_B = 0.029$

Momentos negativos en la dirección A

Para los paños 1,2,3,4 y 5

$$M1_{uA} (-) = C_A \times Wu \times A^2$$

$$M1_{uA} (-) = 0.071 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M1_{uA} (-) = 1.95 T - M = 195156.56 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M2_{uA} (-) = 0.038 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M2_{uA} (-) = 1.04 T - M = 104449.99 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M3_{uA} (-) = 0.070 \times 1.299 \times 4.15^2$$

$$M3_{uA} (-) = 1.57 T - M = 156604.19 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M4_{uA} (-) = 0.038 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M4_{uA} (-) = 1.04 T - M = 104449.99 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M5_{uA} (-) = 0.071 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M5_{uA} (-) = 1.95 T - M = 195156.56 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 6,7,9,10

$$M6_{uA} (-) = 0.033 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M_{6_{uA}}(-) = 1.34 T - M = 134430.91 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{7_{uA}}(-) = 0.021x1.299x4.95^2$$

$$M_{7_{uA}}(-) = 0.67 T - M = 66840.36 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{9_{uA}}(-) = 0.021x1.299x4.95^2$$

$$M_{9_{uA}}(-) = 0.67 T - M = 66840.36 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{10_{uA}}(-) = 0.033x1.299x5.6^2$$

$$M_{10_{uA}}(-) = 1.34 T - M = 134430.91 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 10,11,12,13,14,15

$$M_{11_{uA}}(-) = 0.071x1.299x4.6^2$$

$$M_{11_{uA}}(-) = 1.95 T - M = 195156.56 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{12_{uA}}(-) = 0.038x1.299x4.60^2$$

$$M_{12_{uA}}(-) = 1.04 T - M = 104449.99 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{13_{uA}}(-) = 0.070x1.299x4.15^2$$

$$M_{13_{uA}}(-) = 1.57 T - M = 156604.19 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{14_{uA}}(-) = 0.038x1.299x4.6^2$$

$$M_{14_{uA}}(-) = 1.04 T - M = 104449.99 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{15_{uA}}(-) = 0.071x1.299x4.6^2$$

$$M_{15_{uA}}(-) = 1.95 T - M = 195156.56 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Momentos negativos en la dirección B

Para los paños 1,2,3,4 y 5

$$M_{1_{uB}}(-) = C_B x Wu x A^2$$

$$M1_{uB} (-) = 0.029 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M1_{uB} (-) = 1.18 T - M = 118136.25 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M2_{uB} (-) = 0.056 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M2_{uB} (-) = 1.78 T - M = 178240.176 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M3_{uB} (-) = 0.000 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M3_{uB} (-) = 0.00 T - M = 0.00 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M4_{uB} (-) = 0.056 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M4_{uB} (-) = 1.78 T - M = 178240.176 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M5_{uB} (-) = 0.029 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M5_{uB} (-) = 1.18 T - M = 118136.25 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 6,7,9,10

$$M6_{uB} (-) = 0.061 \times 1.299 \times 5.7^2$$

$$M6_{uB} (-) = 2.57 T - M = 257447.51 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M7_{uB} (-) = 0.072 \times 1.299 \times 5.70^2$$

$$M7_{uB} (-) = 3.04 T - M = 303872.47 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M9_{uB} (-) = 0.072 \times 1.299 \times 5.70^2$$

$$M9_{uB} (-) = 3.04 T - M = 303872.47 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M10_{uB} (-) = 0.061 \times 1.299 \times 5.7^2$$

$$M10_{uB} (-) = 2.57 T - M = 257447.51 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 10,11,12,13,14,15

$$M11_{uB} (-) = 0.029 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M11_{uB} (-) = 1.18 T - M = 118136.25 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M12_{uB} (-) = 0.056x1.299x4.95^2$$

$$M12_{uB} (-) = 1.78 T - M = 178240.176 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M13_{uB} (-) = 0.000x1.299x4.60^2$$

$$M13_{uB} (-) = 0.00 T - M = 0.00 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M14_{uB} (-) = 0.056x1.299x4.95^2$$

$$M14_{uB} (-) = 1.78 T - M = 178240.176 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M15_{uB} (-) = 0.029x1.299x5.6^2$$

$$M15_{uB} (-) = 1.18 T - M = 118136.25 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Coefficientes para momentos positivos (CM)

Invertimos los coeficientes de los paños 3, 6, 7, 9, 10 y 13 para correr la franja central de lado a lado del edificio.

Paño 1	$C_A = 0.039$	$C_B = 0.016$
Paño 2	$C_A = 0.022$	$C_B = 0.021$
Paño 3	$C_A = 0.024$	$C_B = 0.025$
Paño 4	$C_A = 0.022$	$C_B = 0.021$
Paño 5	$C_A = 0.039$	$C_B = 0.016$
Paño 6	$C_A = 0.020$	$C_B = 0.023$
Paño 7	$C_A = 0.013$	$C_B = 0.028$
Paño 9	$C_A = 0.013$	$C_B = 0.028$
Paño 10	$C_A = 0.020$	$C_B = 0.023$
Paño 11	$C_A = 0.039$	$C_B = 0.016$
Paño 12	$C_A = 0.022$	$C_B = 0.021$
Paño 13	$C_A = 0.024$	$C_B = 0.025$
Paño 14	$C_A = 0.022$	$C_B = 0.021$
Paño 15	$C_A = 0.039$	$C_B = 0.016$

Momentos positivos en la dirección A

Para los paños 1,2,3,4 y 5

$$M1_{uA} (+) = C_A \times W_u \times A^2$$

$$M1_{uA} (+) = 0.039 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M1_{uA} (+) = 0.79 T - M = 79140.52 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M2_{uA} (+) = 0.022 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M2_{uA} (+) = 0.45 T - M = 44643.37 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M3_{uA} (+) = 0.024 \times 1.299 \times 4.15^2$$

$$M3_{uA} (+) = 0.40 T - M = 39639.31 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M4_{uA} (+) = 0.022 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M4_{uA} (+) = 0.45 T - M = 44643.37 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M5_{uA} (+) = 0.039 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M5_{uA} (+) = 0.79 T - M = 79140.52 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 6,7,9,10

$$M6_{uA} (+) = 0.020 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M6_{uA} (+) = 0.60 T - M = 60148.48 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M7_{uA} (+) = 0.013 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M7_{uA} (+) = 0.31 T - M = 30547.27 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M9_{uA} (+) = 0.013 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M9_{uA} (+) = 0.31 T - M = 30547.27 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M10_{uA} (+) = 0.020 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M10_{uA} (+) = 0.60 T - M = 60148.48 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 11,12,13,14,15

$$M11_{uA} (+) = 0.039 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M11_{uA} (+) = 0.79T - M = 79140.52 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M12_{uA} (+) = 0.022 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M12_{uA} (+) = 0.45 T - M = 44643.37 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M13_{uA} (+) = 0.024 \times 1.299 \times 4.15^2$$

$$M13_{uA} (+) = 0.40 T - M = 39639.31 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M14_{uA} (+) = 0.022 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M14_{uA} (+) = 0.45 T - M = 44643.37 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M15_{uA} (+) = 0.039 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M15_{uA} (+) = 0.79 T - M = 79140.52 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Momentos positivos en la dirección B

Para los paños 1,2,3,4 y 5

$$M1_{uB} (+) = C_B \times W_u \times B^2$$

$$M1_{uB} (+) = 0.016 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M1_{uB} (+) = 0.48 T - M = 48118.78 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M2_{uB} (+) = 0.021 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M2_{uB} (+) = 0.49 T - M = 49345.58 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M3_{uB} (+) = 0.025 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M3_{uB} (+) = 0.51 T - M = 50731.1 - \text{cm}^2$$

$$M4_{uB} (+) = 0.021 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M4_{uB} (+) = 0.49 T - M = 49345.58 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M5_{uB} (+) = 0.016 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M5_{uB} (+) = 0.48 T - M = 48118.78 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 6,7,9,10

$$M6_{uB} (+) = 0.023 \times 1.299 \times 5.7^2$$

$$M6_{uB} (+) = 0.72 T - M = 71663.19 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M7_{uB} (+) = 0.028 \times 1.299 \times 5.70^2$$

$$M7_{uB} (+) = 0.87 T - M = 87242.14 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M9_{uB} (+) = 0.028 \times 1.299 \times 5.70^2$$

$$M9_{uB} (+) = 0.87 T - M = 87242.14 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M10_{uB} (+) = 0.023 \times 1.299 \times 5.7^2$$

$$M10_{uB} (+) = 0.72 T - M = 71663.19 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 10,11,12,13,14,15

$$M11_{uB} (+) = 0.016 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M11_{uB} (+) = 0.48 T - M = 48118.78 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M12_{uB} (+) = 0.021 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M12_{uB} (+) = 0.49 T - M = 49345.58 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M13_{uB} (+) = 0.025 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M13_{uB} (+) = 0.51 T - M = 50731.1 - \text{cm}^2$$

$$M14_{uB} (+) = 0.021 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M14_{uB} (+) = 0.49 T - M = 49345.58 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M15_{uB} (+) = 0.016 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M15_{uB} (+) = 0.48 T - M = 48118.78 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Coeficientes para momentos positivos (CV)

Invertimos los coeficientes de los paños 3, 6, 7, 9, 10 y 13 para correr la franja central de lado a lado del edificio.

Paño 1	$C_A = 0.048$	$C_B = 0.020$
Paño 2	$C_A = 0.031$	$C_B = 0.027$
Paño 3	$C_A = 0.035$	$C_B = 0.027$
Paño 4	$C_A = 0.031$	$C_B = 0.027$
Paño 5	$C_A = 0.048$	$C_B = 0.020$
Paño 6	$C_A = 0.030$	$C_B = 0.028$
Paño 7	$C_A = 0.039$	$C_B = 0.028$
Paño 9	$C_A = 0.039$	$C_B = 0.020$
Paño 10	$C_A = 0.030$	$C_B = 0.028$
Paño 11	$C_A = 0.048$	$C_B = 0.020$
Paño 12	$C_A = 0.031$	$C_B = 0.027$
Paño 13	$C_A = 0.035$	$C_B = 0.027$
Paño 14	$C_A = 0.031$	$C_B = 0.027$
Paño 15	$C_A = 0.048$	$C_B = 0.020$

Momentos positivos en la dirección A

Para los paños 1,2,3,4 y 5

$$M_{1_{uA}} (+) = C_A \times Wu \times A^2$$

$$M_{1_{uA}} (+) = 0.048 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M_{1_{uA}} (+) = 0.35 T - M = 34533.12 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{2_{uA}} (+) = 0.031 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M_{2_{uA}} (+) = 0.22 T - M = 22302.64 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M_{3_{uA}} (+) = 0.035 \times 1.299 \times 4.15^2$$

$$M_{3_{uA}} (+) = 0.20 T - M = 20494.78 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M4_{uA} (+) = 0.031 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M4_{uA} (+) = 0.22 T - M = 22302.64 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M5_{uA} (+) = 0.048 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M5_{uA} (+) = 0.35 T - M = 34533.12 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 6,7,9,10

$$M6_{uA} (+) = 0.030 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M6_{uA} (+) = 0.32 T - M = 31987.2 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M7_{uA} (+) = 0.039 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M7_{uA} (+) = 0.32 T - M = 32490.32 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M9_{uA} (+) = 0.039 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M9_{uA} (+) = 0.32 T - M = 32490.32 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M10_{uA} (+) = 0.030 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M10_{uA} (+) = 0.32 T - M = 31987.2 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 10,11,12,13,14,15

$$M11_{uA} (+) = 0.048 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M11_{uA} (+) = 0.35 T - M = 34533.12 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M12_{uA} (+) = 0.031 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M12_{uA} (+) = 0.22 T - M = 22302.64 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M13_{uA} (+) = 0.035 \times 1.299 \times 4.15^2$$

$$M13_{uA} (+) = 0.20 T - M = 20494.78 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M14_{uA} (+) = 0.031 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M14_{uA} (+) = 0.22 T - M = 22302.64 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M15_{uA} (+) = 0.048 \times 1.299 \times 4.6^2$$

$$M15_{uA} (+) = 0.35 T - M = 34533.12 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Momentos positivos en la dirección B

Para los paños 1,2,3,4 y 5

$$M1_{uB} (+) = C_B \times W_u \times B^2$$

$$M1_{uB} (+) = 0.020 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M1_{uB} (+) = 0.21 T - M = 21324.8 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M2_{uB} (+) = 0.027 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M2_{uB} (+) = 0.22 T - M = 22493.29 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M3_{uB} (+) = 0.027 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M3_{uB} (+) = 0.19 T - M = 19424.88 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M4_{uB} (+) = 0.027 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M4_{uB} (+) = 0.22 T - M = 22493.29 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M5_{uB} (+) = 0.020 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M5_{uB} (+) = 0.21 T - M = 21324.80 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 6,7,9,10

$$M6_{uB} (+) = 0.028 \times 1.299 \times 5.7^2$$

$$M6_{uB} (+) = 0.31 T - M = 30930.48 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M7_{uB} (+) = 0.020 \times 1.299 \times 5.70^2$$

$$M7_{uB} (+) = 0.22 T - M = 22093.2 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M9_{uB} (+) = 0.020 \times 1.299 \times 5.70^2$$

$$M9_{uB} (+) = 0.22 T - M = 22093.2 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M10_{uB} (+) = 0.028 \times 1.299 \times 5.7^2$$

$$M10_{uB} (+) = 0.31 T - M = 30930.48 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Para los paños 10,11,12,13,14,15

$$M11_{uB} (+) = 0.020 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M11_{uB} (+) = 0.21 T - M = 21324.8 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M12_{uB} (+) = 0.027 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M12_{uB} (+) = 0.22 T - M = 22493.29 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M13_{uB} (+) = 0.027 \times 1.299 \times 4.60^2$$

$$M13_{uB} (+) = 0.19 T - M = 19424.88 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M14_{uB} (+) = 0.027 \times 1.299 \times 4.95^2$$

$$M14_{uB} (+) = 0.22 T - M = 22493.29 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

$$M15_{uB} (+) = 0.020 \times 1.299 \times 5.6^2$$

$$M15_{uB} (+) = 0.21 T - M = 21324.8 \text{ kgf} - \text{cm}^2$$

Cortantes en la dirección A

La proporción w de la carga " q " en cada dirección de la losa y que se usa para calcular la cortante y las reacciones en los apoyos

$$V_{uA} = \frac{w a \times (W_{UCM} + W_{UCV}) \times Ln}{2}$$

$$V1_{uA} = \frac{0.71 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 2.12 T = 2120.0 \text{ kgf}$$

$$V2_{uA} = \frac{0.38 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 1.14 T = 1140.0 \text{ kgf}$$

$$V3_{uA} = \frac{0.77 \times 1.299 \times 4.15}{2} = 2.08 T = 2080.0 \text{ kgf}$$

$$V4_{uA} = \frac{0.38 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 1.14 T = 1140.0 \text{ kgf}$$

$$V5_{uA} = \frac{0.71 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 2.12 T = 2120.0 \text{ kgf}$$

$$V6_{uA} = \frac{0.33 \times 1.299 \times 5.60}{2} = 1.20 T = 1200.0 \text{ kgf}$$

$$V7_{uA} = \frac{0.21 \times 1.299 \times 4.95}{2} = 0.68 T = 680.0 \text{ kgf}$$

$$V9_{uA} = \frac{0.21 \times 1.299 \times 4.95}{2} = 0.68 T = 680.0 \text{ kgf}$$

$$V10_{uA} = \frac{0.33 \times 1.299 \times 5.60}{2} = 1.20 T = 1200.0 \text{ kgf}$$

$$V11_{uA} = \frac{0.71 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 2.12 T = 2120.0 \text{ kgf}$$

$$V12_{uA} = \frac{0.38 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 1.14 T = 1140.0 \text{ kgf}$$

$$V13_{uA} = \frac{0.77 \times 1.299 \times 4.15}{2} = 2.08 T = 2080.0 \text{ kgf}$$

$$V14_{uA} = \frac{0.38 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 1.14 T = 1140.0 \text{ kgf}$$

$$V15_{uA} = \frac{0.71 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 2.12 T = 2120.0 \text{ kgf}$$

Cortantes en la dirección B

$$V_{uB} = \frac{wbx(W_{UCM} + W_{UCV}) \times Ln}{2}$$

$$V1_{uB} = \frac{0.29 \times 1.299 \times 5.60}{2} = 1.05 T = 1050.0 \text{ kgf}$$

$$V2_{uB} = \frac{0.62 \times 1.299 \times 4.95}{2} = 1.99 T = 1990.0 \text{ kgf}$$

$$V3_{uB} = \frac{0.23 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 0.69 T = 0.69 \text{ kgf}$$

$$V4_{uB} = \frac{0.62 \times 1.299 \times 4.95}{2} = 1.99 T = 1990.0 \text{ kgf}$$

$$V5_{uB} = \frac{0.29 \times 1.299 \times 5.60}{2} = 1.05 T = 1050.0 \text{ kgf}$$

$$V6_{uB} = \frac{0.67 \times 1.299 \times 5.70}{2} = 2.48 T = 2480.0 \text{ kgf}$$

$$V7_{uB} = \frac{0.79 \times 1.299 \times 5.70}{2} = 2.92 T = 2920.0 \text{ kgf}$$

$$V9_{uB} = \frac{0.79 \times 1.299 \times 5.70}{2} = 2.92 T = 2920.0 \text{ kgf}$$

$$V10_{uB} = \frac{0.67 \times 1.299 \times 5.70}{2} = 2.48 T = 2480.0 \text{ kgf}$$

$$V11_{uB} = \frac{0.29 \times 1.299 \times 5.60}{2} = 1.05 T = 1050.0 \text{ kgf}$$

$$V12_{uB} = \frac{0.62 \times 1.299 \times 4.95}{2} = 1.99 T = 1990.0 \text{ kgf}$$

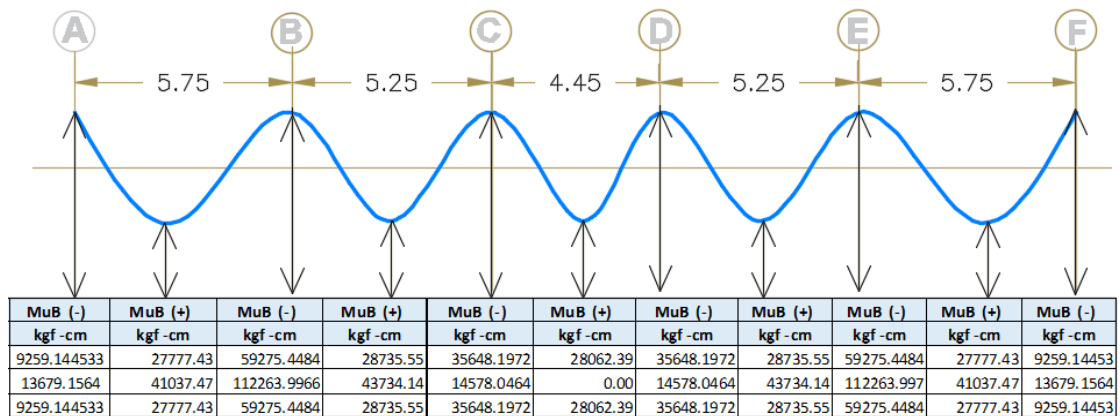
$$V13_{uB} = \frac{0.23 \times 1.299 \times 4.60}{2} = 0.69 T = 0.69 \text{ kgf}$$

$$V14_{uB} = \frac{0.62 \times 1.299 \times 4.95}{2} = 1.99 T = 1990.0 \text{ kgf}$$

$$V15_{uB} = \frac{0.29 \times 1.299 \times 5.60}{2} = 1.05 T = 1050.0 \text{ kgf}$$

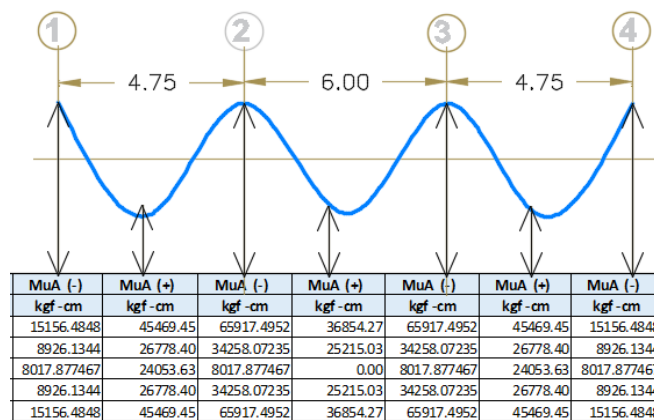
4.2.3.2.1.2 DIAGRAMA DE MOMENTOS

Figura 4.27. Diagrama de momentos de las franjas en la dirección B.



Fuente: Elaboración propia

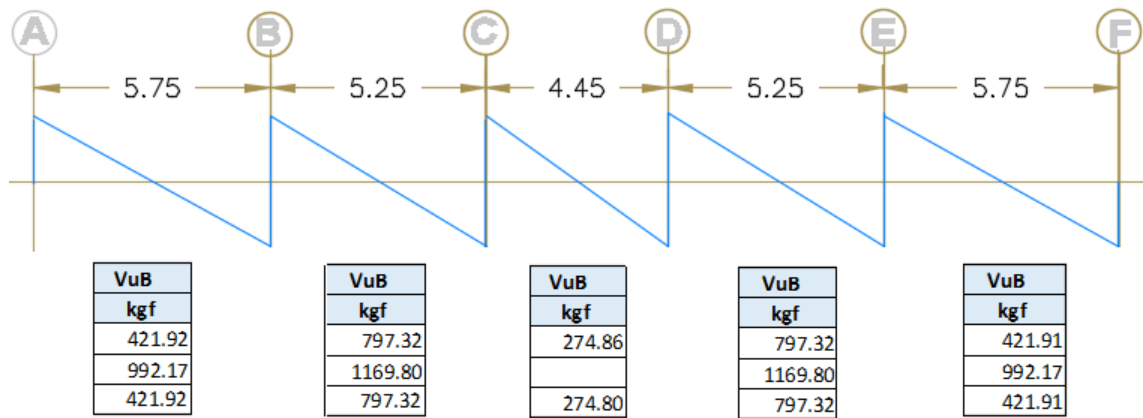
Figura 4.28. Diagrama de momentos de las franjas en la dirección A.



Fuente: Elaboración propia

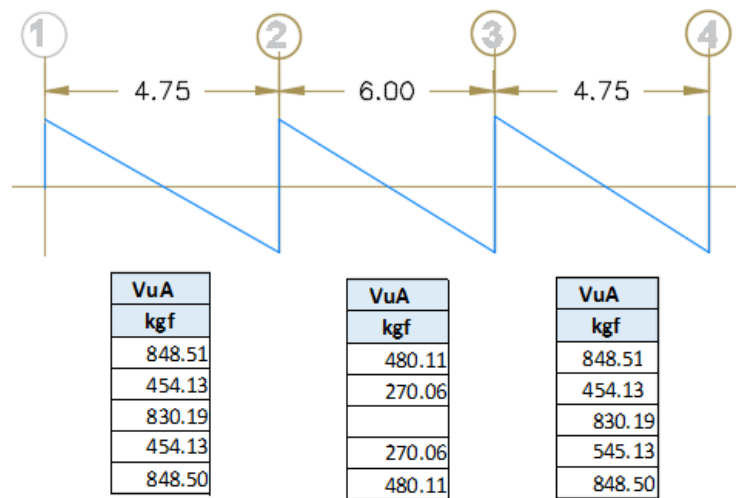
4.2.3.2.1.3 DIAGRAMA DE CORTANTE

Figura 4.29. Diagrama de cortantes de las franjas en la dirección B



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.30. Diagrama de cortantes de las franjas en la dirección A.



Fuente: Elaboración propia

4.2.3.2.2 ANÁLISIS DE LOSAS MACIZAS EN 2 DIRECCIONES

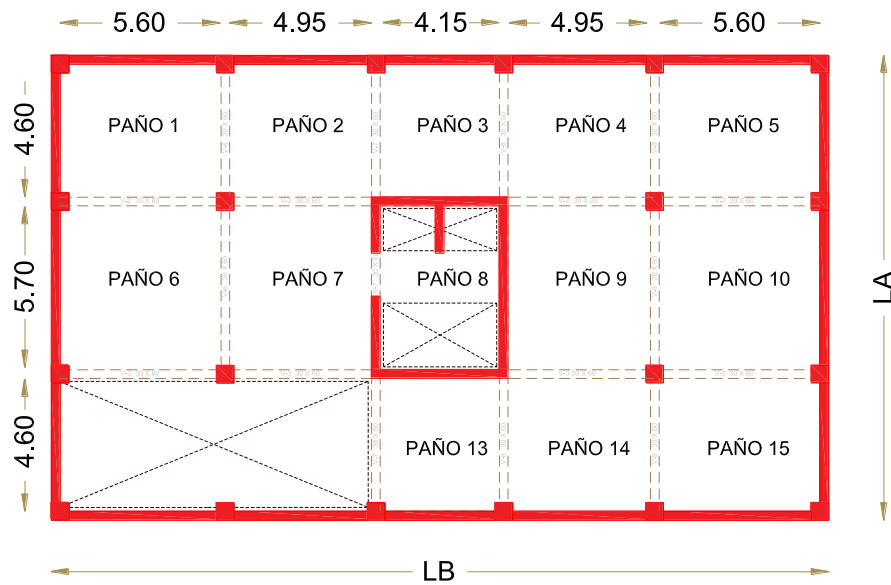
Para el análisis de losas macizas en 2 direcciones usamos el método de los coeficientes, analizamos la losa maciza del sótano 3 y el desarrollo lo hacemos en una hoja de cálculo de Excel y mostramos los resultados.

Datos para el análisis :

Sobrecarga = 200 kgf /m² para uso vivienda

$f_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$



Cargas actuantes

$$W_{cv} = 250 \text{ kgf/m}^2 = 0.25 \text{ T/M}^2$$

$$W_{u\ cv} = 1.7 \times 0.25 \text{ T/M}^2 = 0.425 \text{ T/M}^2$$

$$W_{u\ cm} = 100 \text{ kgf/m}^2 + 480 \text{ kgf/m}^2$$

$$W_{u\ cm} = 580 \text{ kgf/m}^2 = 0.58 \text{ T/M}^2$$

$$W_{u\ cm} = 1.4 \times 0.58 \text{ T/M}^2 = 0.812 \text{ T/M}^2$$

4.2.3.2.1 MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARA LAS LOSAS MACIZAS EN 2 DIRECCIONES

Hallamos la relación de las longitudes del paño m para ir a la tabla de coeficientes de la Norma E.060

$$m = \frac{A}{B} \quad A = \text{longitud menor} \quad B = \text{longitud mayor}$$

Paño	A	B	<i>m</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	
1	4.60	5.60	0.80
2	4.60	4.95	0.95
3	4.15	4.60	0.90
4	4.60	4.95	0.95
5	4.60	5.60	0.80
6	5.60	5.70	1.00
7	4.95	5.70	0.85
9	4.95	5.70	0.85
10	5.60	5.70	1.00
13	4.15	4.60	0.90
14	4.60	4.95	0.95
15	4.60	5.60	0.80

Coeficientes para momentos negativos (CM+CV)

Los coeficientes se buscan con *m* y las condiciones de borde del paño en la tabla de coeficientes para momentos negativos.

Paño	CA	CB
1	0.071	0.029
2	0.038	0.056
3	0.070	0.000
4	0.038	0.056
5	0.071	0.029
6	0.033	0.061
7	0.021	0.072
9	0.021	0.072
10	0.033	0.061
13	0.070	0.000
14	0.038	0.056
15	0.071	0.029

Momentos negativos en la dirección A

Para hallar momentos negativos en la dirección A, usamos la formula $M_{uA}(-) = C_A \times W_u \times A^2$. Para momentos negativos, las cargas son amplificadas y se suma la carga muerta y viva.

Paño	A ²	C _A	W _u	M _{uA} (-)
	m		T/m ²	T-m
1	4.60	0.071	1.237	1.86
2	4.60	0.038	1.237	0.99
3	4.15	0.070	1.237	1.49
4	4.60	0.038	1.237	0.99
5	4.60	0.071	1.237	1.86
6	5.60	0.033	1.237	1.28
7	4.95	0.021	1.237	0.64
9	4.95	0.021	1.237	0.64
10	5.60	0.033	1.237	1.28
13	4.15	0.070	1.237	1.49
14	4.60	0.038	1.237	0.99
15	4.60	0.071	1.237	1.86

Momentos negativos en la dirección B

Para hallar momentos negativos en la dirección B, usamos la fórmula $M_{uB} (-) = C_A \times W_u \times B^2$. Para momentos negativos, las cargas son amplificadas y se suma la carga muerta y viva.

Paño	B ²	C _B	W _u	M _{uB} (-)
	m		T/m ²	T-m
1	5.60	0.029	1.237	1.12
2	4.95	0.056	1.237	1.70
3	4.60	0.000	1.237	0.00
4	4.95	0.056	1.237	1.70
5	5.60	0.029	1.237	1.12
6	5.70	0.061	1.237	2.45
7	5.70	0.072	1.237	2.89
9	5.70	0.072	1.237	2.89
10	5.70	0.061	1.237	2.45
13	4.60	0.000	1.237	0.00
14	4.95	0.056	1.237	1.70
15	5.60	0.029	1.237	1.12

Coefficientes para momentos positivos (CM)

Los coeficientes se buscan con m y las condiciones de borde de los paños en la tabla de coeficientes para momentos positivos.

Paño	CA	CB
1	0.039	0.016
2	0.022	0.021
3	0.024	0.025
4	0.022	0.021
5	0.039	0.016
6	0.020	0.023
7	0.013	0.028
9	0.013	0.028
10	0.020	0.023
13	0.024	0.025
14	0.022	0.021
15	0.039	0.016

Momentos positivos en la dirección A

Para hallar momentos positivos en la dirección A, usamos la fórmula $M_{uA} (-) = C_A \times Wu \times A^2$. Para momentos positivos, las cargas son amplificadas y se usa solo la carga muerta.

Paño	A ² m	CA	Wu T/m ²	MuA (+) T-m
1	4.60	0.039	0.959	0.79
2	4.60	0.022	0.959	0.45
3	4.15	0.024	0.959	0.40
4	4.60	0.022	0.959	0.45
5	4.60	0.039	0.959	0.79
6	5.60	0.020	0.959	0.60
7	4.95	0.013	0.959	0.31
9	4.95	0.013	0.959	0.31
10	5.60	0.020	0.959	0.60
13	4.15	0.024	0.959	0.40
14	4.60	0.022	0.959	0.45
15	4.60	0.039	0.959	0.79

Momentos positivos en la dirección B

Para hallar momentos positivos en la dirección B, usamos la fórmula $M_{uB} (-) = C_B \times Wu \times B^2$. Para momentos positivos, las cargas son amplificadas y se usa solo la carga muerta.

Paño	B ²	C _B	W _u	Mu _B (+)
	m		T/m ²	T-m
1	5.60	0.016	0.959	0.48
2	4.95	0.021	0.959	0.49
3	4.60	0.025	0.959	0.51
4	4.95	0.021	0.959	0.49
5	5.60	0.016	0.959	0.48
6	5.70	0.023	0.959	0.72
7	5.70	0.028	0.959	0.87
9	5.70	0.028	0.959	0.87
10	5.70	0.023	0.959	0.72
13	4.60	0.025	0.959	0.51
14	4.95	0.021	0.959	0.49
15	5.60	0.016	0.959	0.48

Coeficientes para momentos positivos (CV)

Los coeficientes se buscan con m y las condiciones de borde de los paños en la tabla de coeficientes para momentos positivos.

Paño	C _A	C _B
1	0.048	0.020
2	0.031	0.027
3	0.035	0.027
4	0.031	0.027
5	0.048	0.020
6	0.032	0.032
7	0.040	0.022
9	0.039	0.020
10	0.030	0.028
13	0.039	0.026
14	0.031	0.027
15	0.048	0.020

Momentos positivos en la dirección A

Para hallar momentos positivos en la dirección A, usamos la fórmula $M_{uA} (-) = C_A \times W_u \times A^2$. Para momentos positivos, las cargas son amplificadas y se usa solo la carga viva.

Paño	A^2	CA	Wu	MuA (+)
	m		T/m2	T-m
1	4.60	0.048	0.34	0.35
2	4.60	0.031	0.34	0.22
3	4.15	0.035	0.34	0.20
4	4.60	0.031	0.34	0.22
5	4.60	0.048	0.34	0.35
6	5.60	0.032	0.34	0.34
7	4.95	0.040	0.34	0.33
9	4.95	0.039	0.34	0.32
10	5.60	0.030	0.34	0.32
13	4.15	0.039	0.34	0.23
14	4.60	0.031	0.34	0.22
15	4.60	0.048	0.34	0.35

Momentos positivos en la dirección B

Para hallar momentos positivos en la dirección B, usamos la fórmula $M_{uB} (-) = C_B \times Wu \times B^2$. Para momentos positivos, las cargas son amplificadas y se usa solo la carga viva.

Paño	B^2	Cb	Wu	MuB (+)
	m		T/m2	T-m
1	5.60	0.020	0.34	0.21
2	4.95	0.027	0.34	0.22
3	4.60	0.027	0.34	0.19
4	4.95	0.027	0.34	0.22
5	5.60	0.020	0.34	0.21
6	5.70	0.032	0.34	0.35
7	5.70	0.022	0.34	0.24
9	5.70	0.020	0.34	0.22
10	5.70	0.028	0.34	0.31
13	4.60	0.026	0.34	0.19
14	4.95	0.027	0.34	0.22
15	5.60	0.020	0.34	0.21

Cortantes en la dirección A y B

La cortante se verifica a una distancia "d" a partir de la cara de apoyo, tomamos la cortante máxima en el eje del apoyo y de esa forma le damos un factor de seguridad a la verificación por corte.

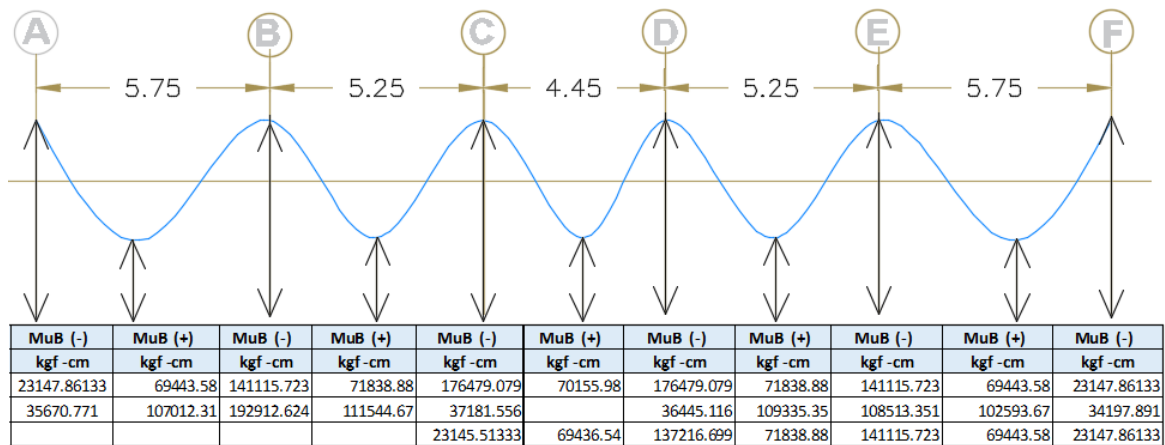
$$V_{uA} = \frac{wa \times (W_{UCM} + W_{UCV}) \times Ln}{2}$$

$$V_{uB} = \frac{wb \times (W_{UCM} + W_{UCV}) \times Ln}{2}$$

Paño	La	Lb	m	wa	wb	Wcm+cv	VuA	VuB
	m	m				t/m2	kgf	kgf
1	4.60	5.60	0.80	0.71	0.29	1.237	2020.02	1004.44
2	4.60	4.95	0.95	0.38	0.62	1.237	1081.14	1898.18
3	4.15	4.60	0.90	0.77	0.23	1.237	1976.42	654.37
4	4.60	4.95	0.95	0.38	0.62	1.237	1081.14	1898.18
5	4.60	5.60	0.80	0.71	0.29	1.237	2020.02	1004.44
6	5.60	5.70	1.00	0.50	0.50	1.237	1731.80	1762.73
7	4.95	5.70	0.85	0.34	0.66	1.237	1040.94	2326.80
9	4.95	5.70	0.85	0.21	0.79	1.237	642.93	2785.11
10	5.60	5.70	1.00	0.33	0.67	1.237	1142.99	2362.05
13	4.15	4.60	0.90	0.40	0.60	1.237	1026.71	1707.06
14	4.60	4.95	0.95	0.38	0.62	1.237	1081.14	1898.18
15	4.60	5.60	0.80	0.71	0.29	1.237	2020.02	1004.44

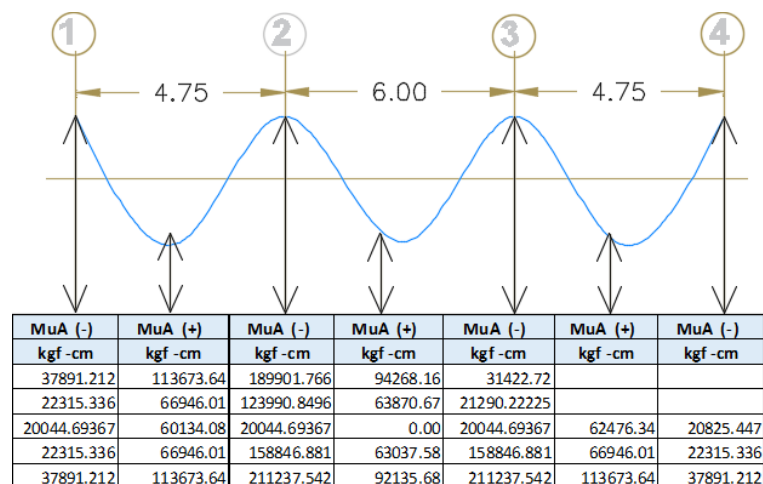
4.2.3.2.2 DIAGRAMA DE MOMENTOS

Figura 4.31. Diagrama de momentos de las franjas en la dirección A



Fuente: Elaboración propia

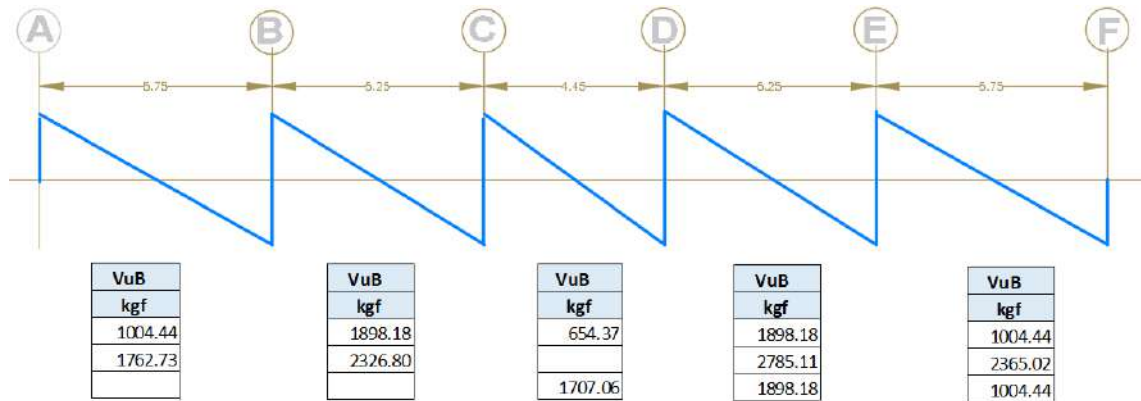
Figura 4.32. Diagrama de momentos de las franjas en la dirección A



Fuente: Elaboración propia

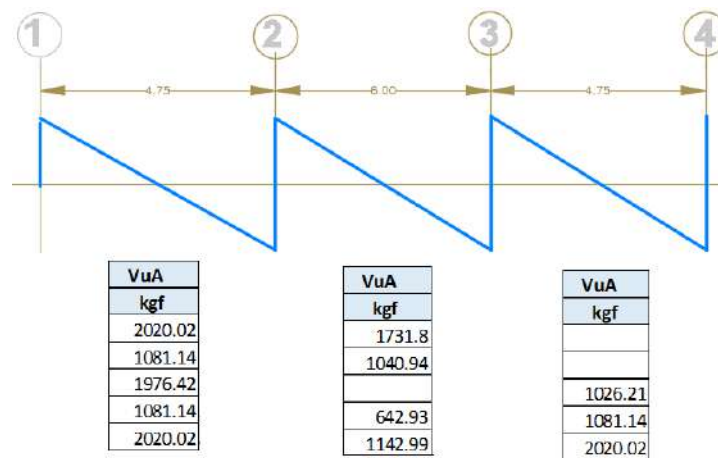
4.2.3.2.3 DIAGRAMA DE CORTANTES

Figura 4.33. Diagrama de cortantes de las franjas en la dirección B.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.34. Diagrama de cortantes de las franjas en la dirección A.



Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3 ANÁLISIS PARA LAS CARGAS DEL SISMO

El análisis se hace en el programa Etabs 2015. El programa realiza el análisis con el método de elementos finitos.

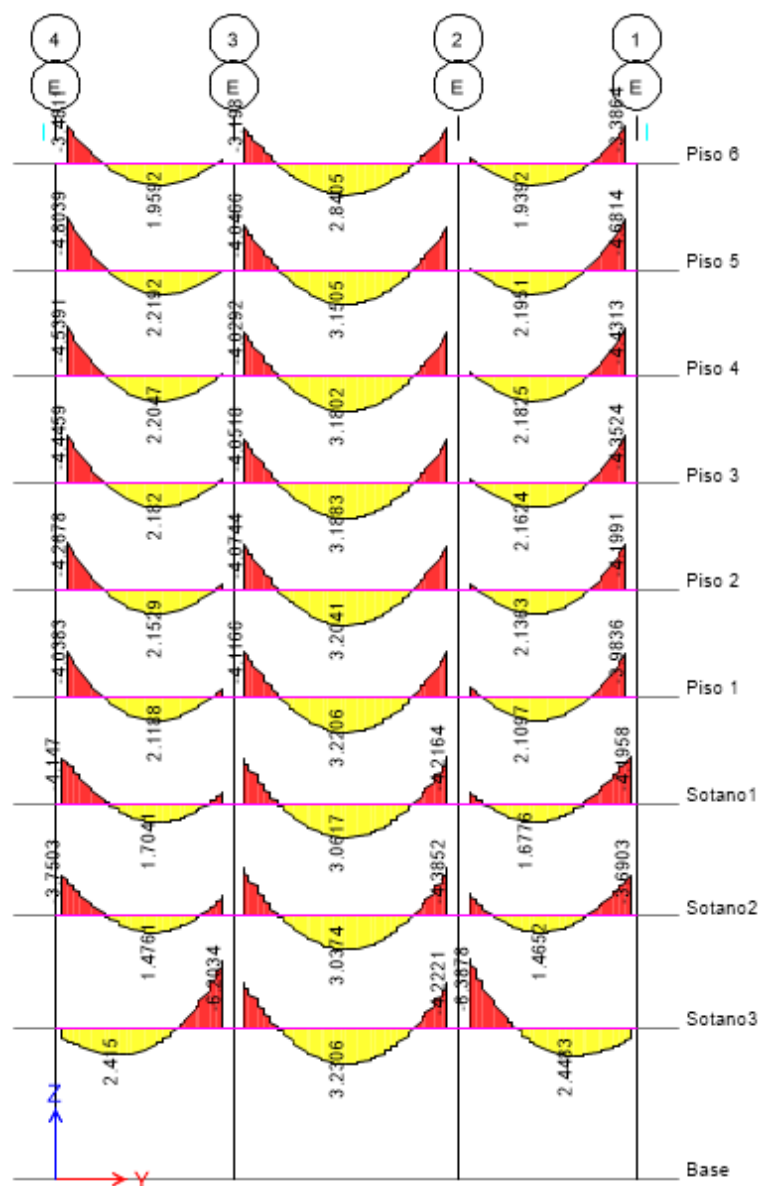
4.2.3.3.1 ANÁLISIS DE VIGAS

Para el análisis, usamos la carga muerta (CM), carga viva (CV), carga de empuje de suelo (CE) y la carga de sismo (CS). Analizamos la viga del eje E, tramo 2-3 del piso 1.

4.2.3.3.1.1 DIAGRAMA DE MOMENTOS

Diagrama de momentos para la CM

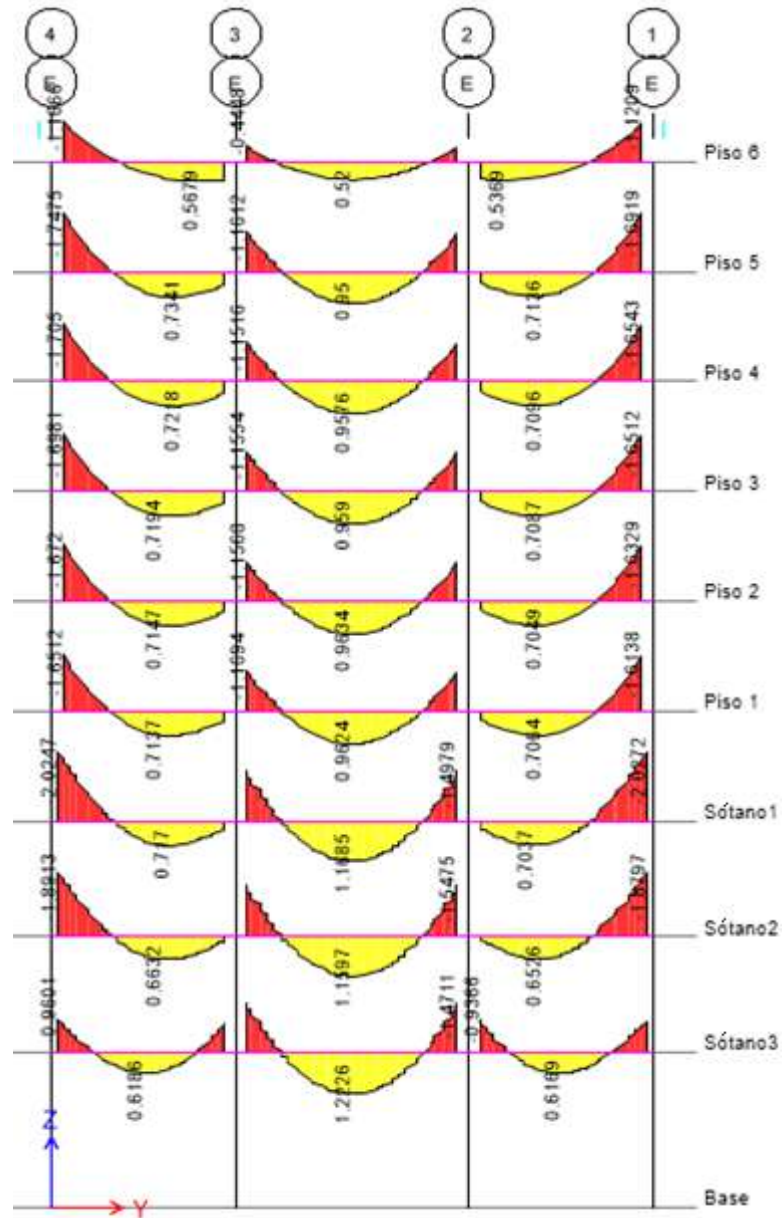
Figura 4.35. Diagrama de Momentos 3-3 para carga Muerta.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de momentos para la CV

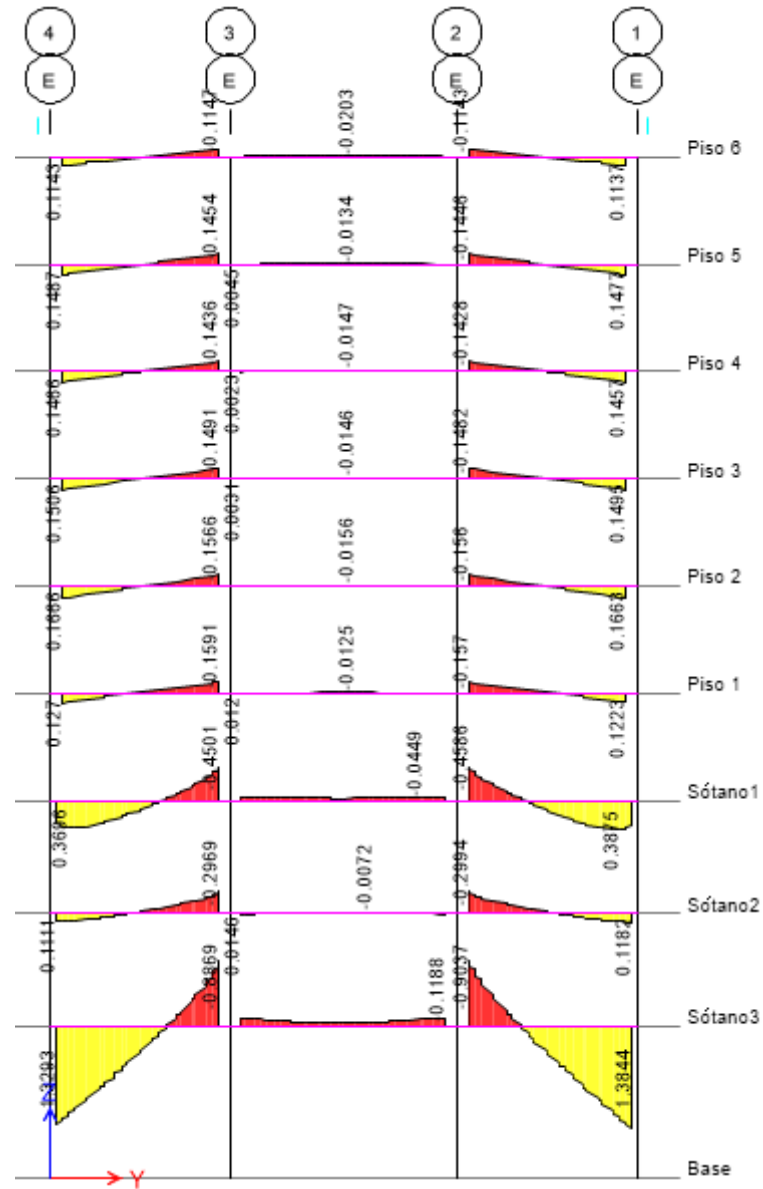
Figura 4.36. Diagrama de momentos 3-3 para carga viva.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de momentos para la CE

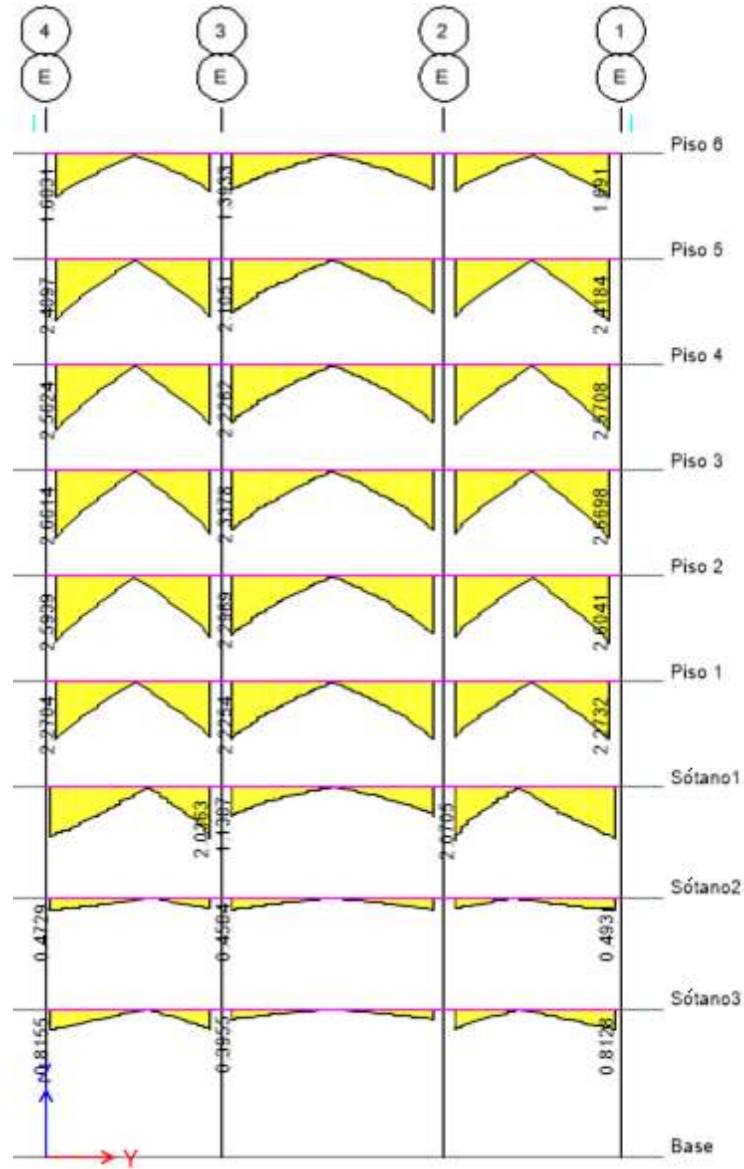
Figura 4.37. Diagrama de momentos 3-3 para la carga de empuje del suelo.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de momentos para la CS

Figura 4.38. Diagrama de momentos 3-3 para carga de sismo en la dirección Y.

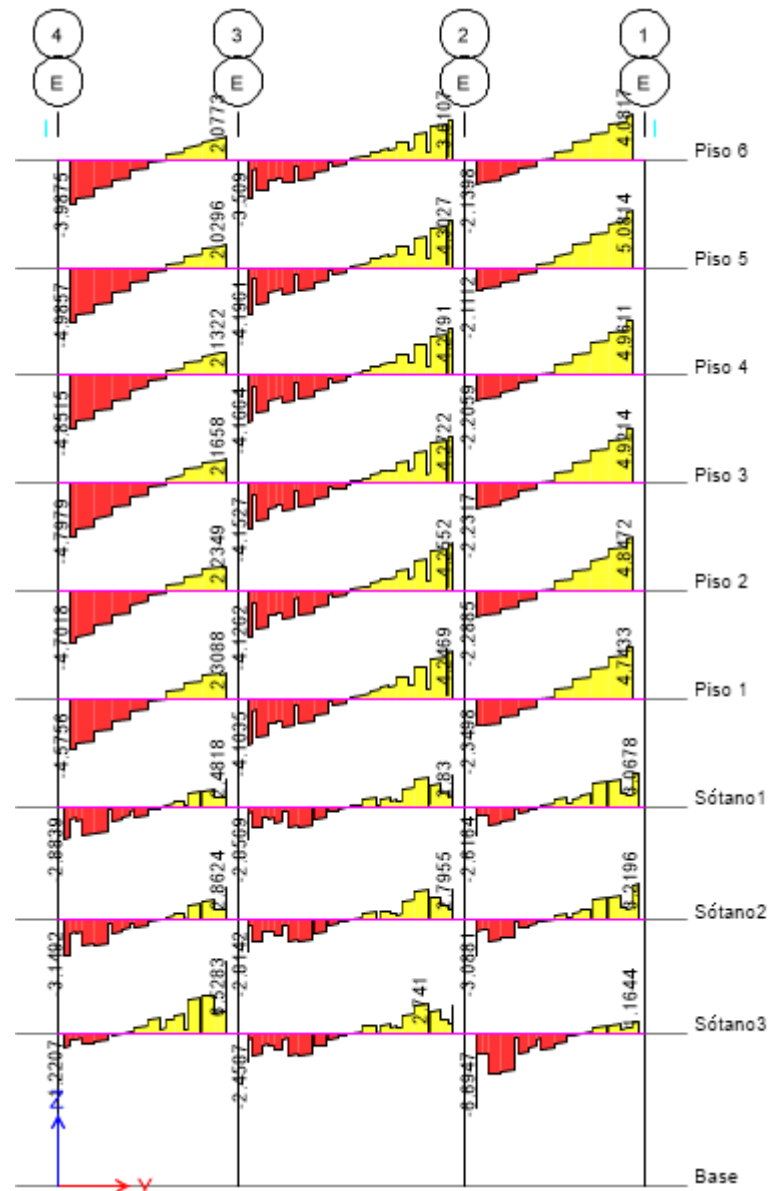


Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3.1.2 DIAGRAMA DE CORTANTES

Diagrama de cortantes para la CM

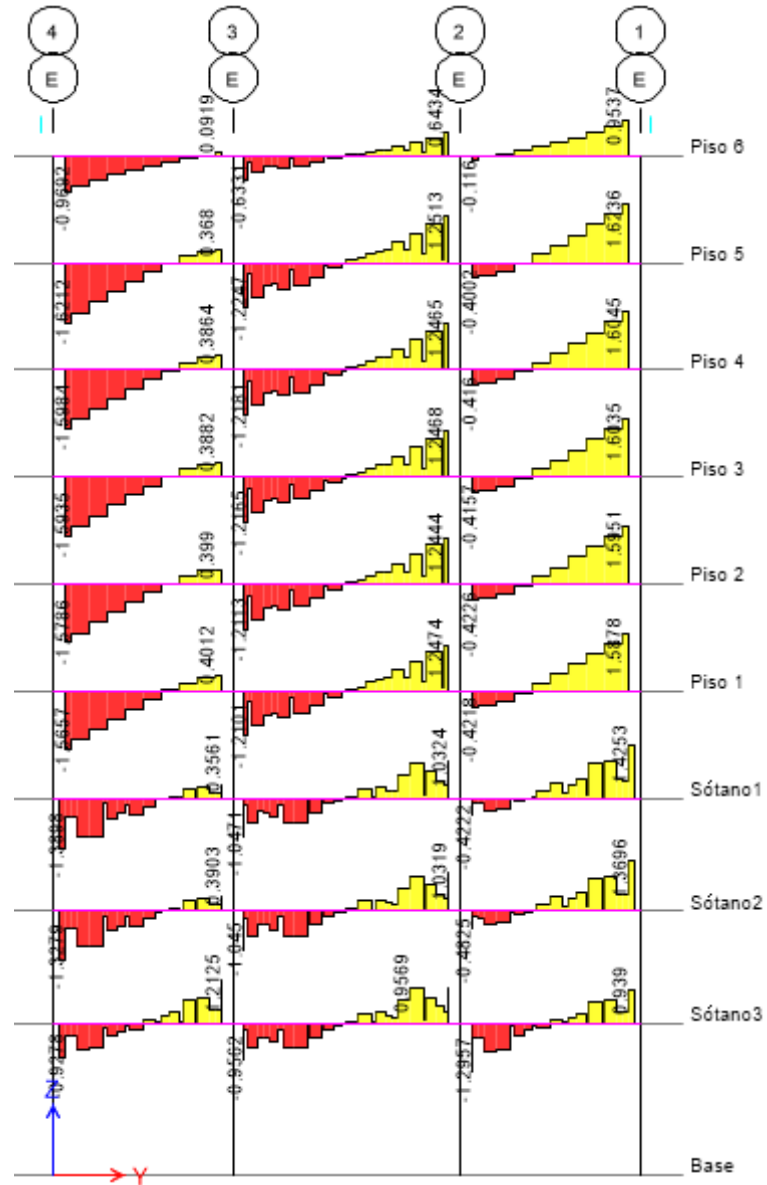
Figura 4.39. Diagrama de cortantes 2-2 para la carga muerta.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortantes para la CV

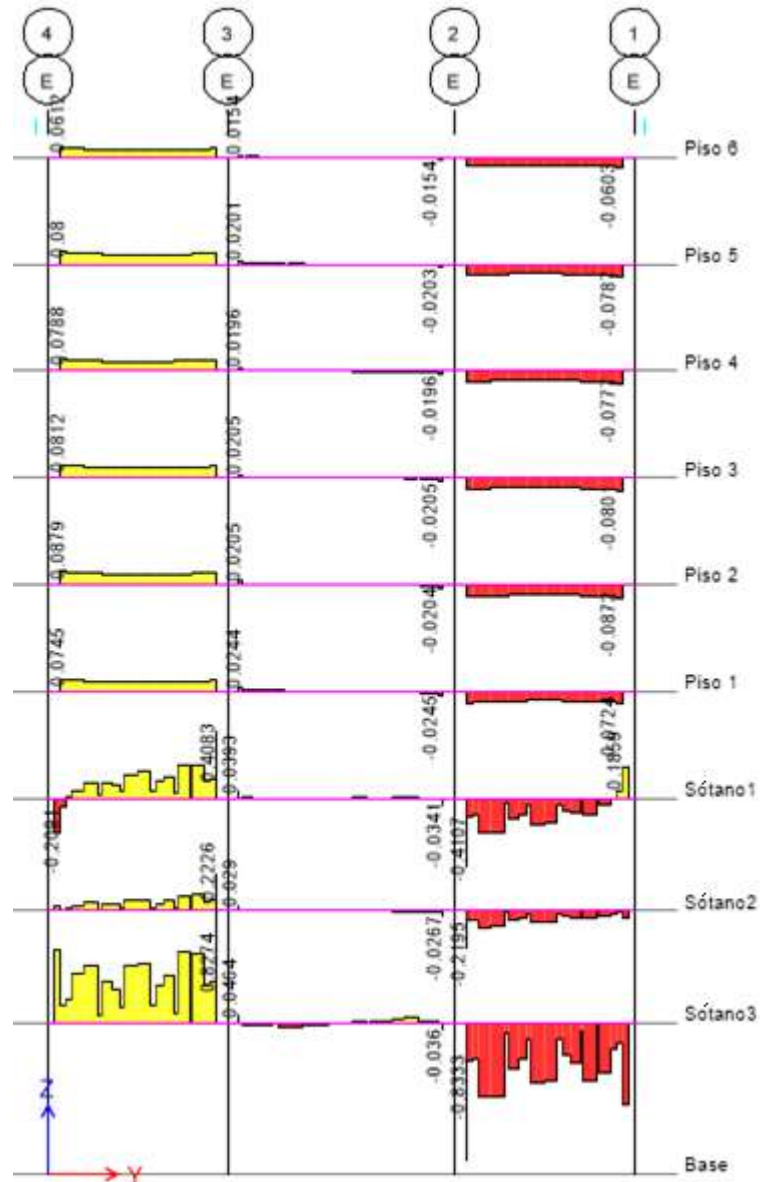
Figura 4.40 Diagrama de cortantes 2-2 para la carga viva.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortantes para la CE

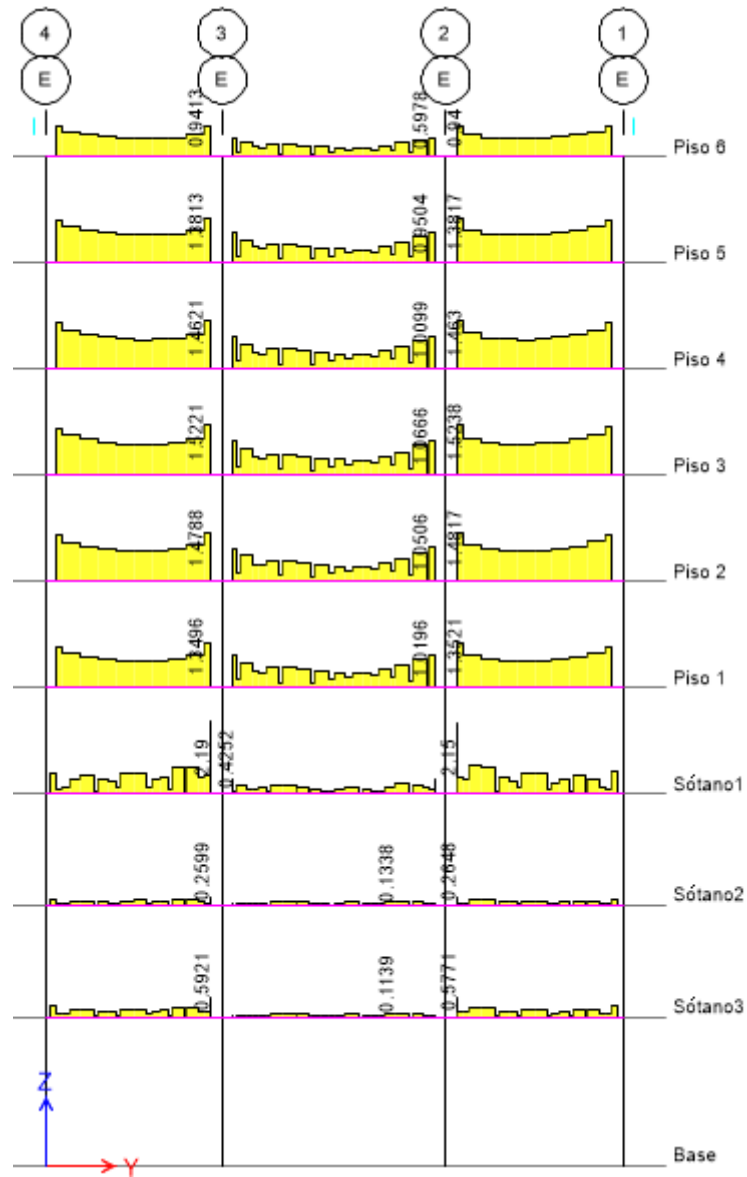
Figura 4.41. Diagrama de cortantes 2-2 para la carga de empuje del suelo.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortantes para la CS

Figura 4.42. Diagrama de cortantes 2-2 para la carga de sismo en la dirección Y.



Fuente: Elaboración propia

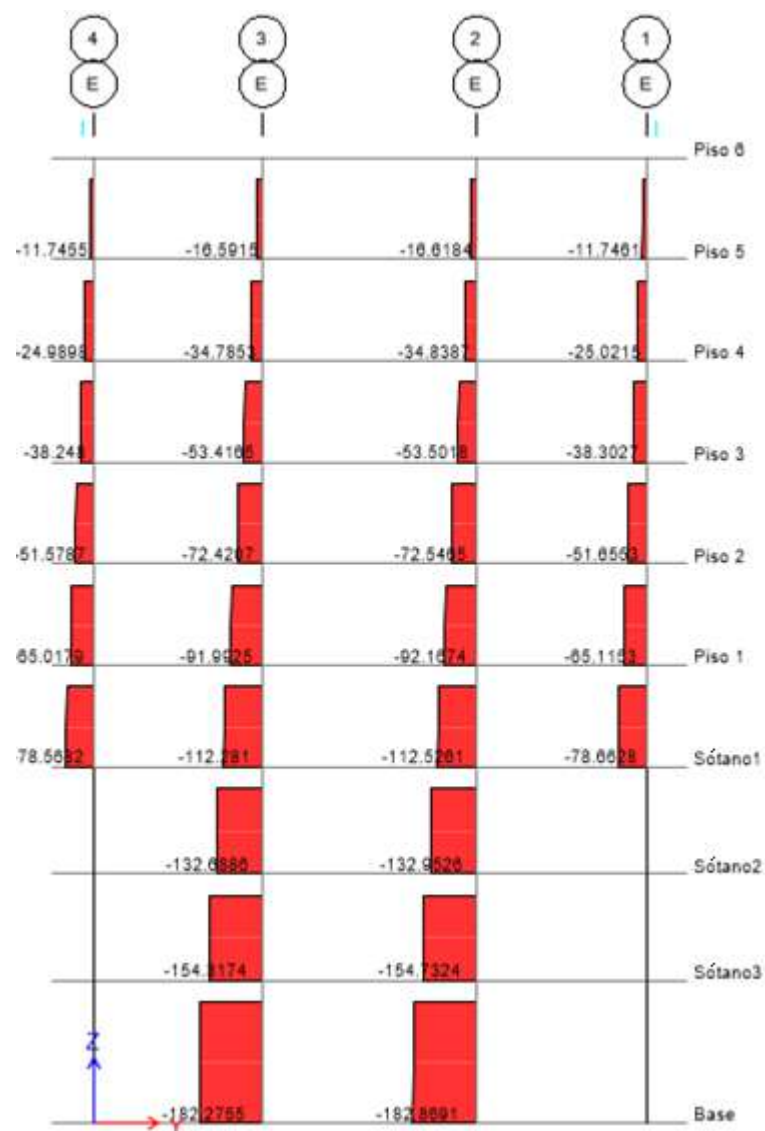
4.2.3.3.2 ANÁLISIS DE COLUMNAS

El análisis para columnas se hace en ambas direcciones del sismo. Para el análisis, usamos la carga muerta (CM), carga viva (CV), carga de empuje del suelo (CE) y la carga del sismo (CS). Analizamos la columna C-11.

4.2.3.3.2.1 DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES

Diagrama de fuerzas axiales para la CM

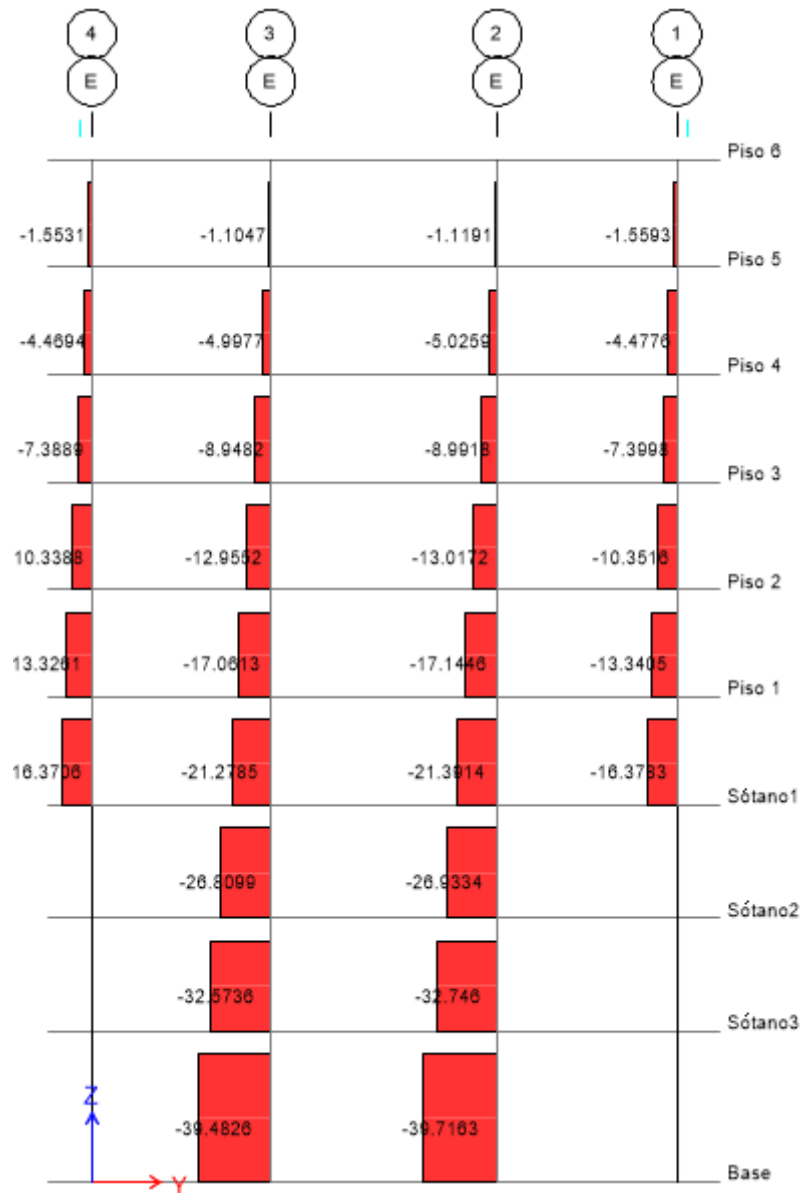
Figura 4.43. Diagrama de fuerzas axiales para la carga muerta.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de fuerzas axiales para la CV

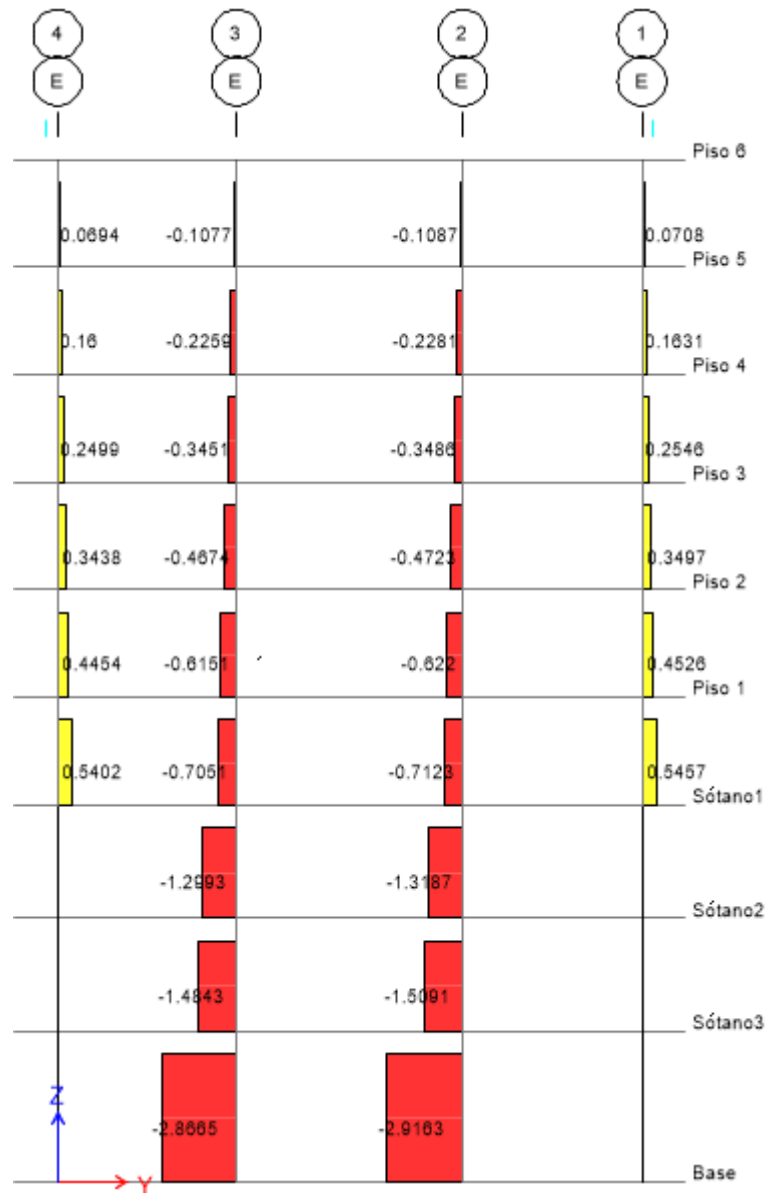
Figura 4.44. Diagrama de fuerzas axiales para carga viva.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de fuerzas axiales para la CE

Figura 4.45. Diagrama de fuerzas axiales para la carga de empuje del suelo.

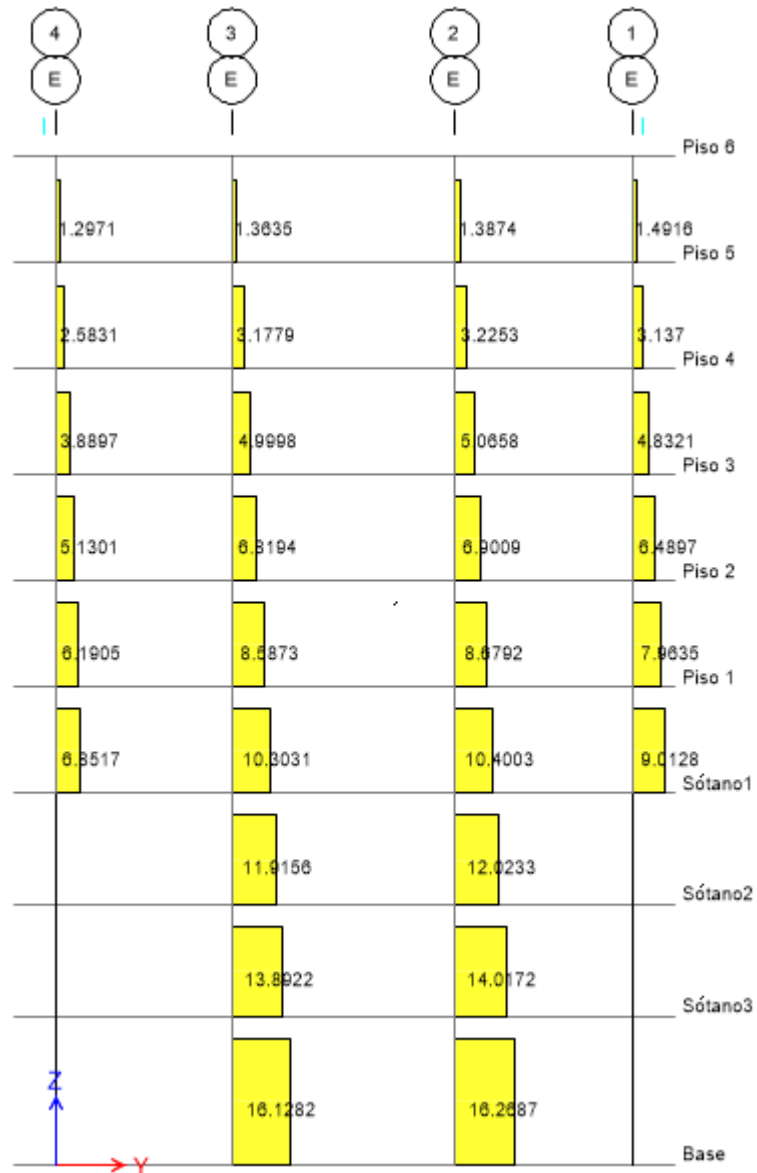


Fuente: Elaboración propia

Diagrama de fuerzas axiales para la CS

Para la dirección X

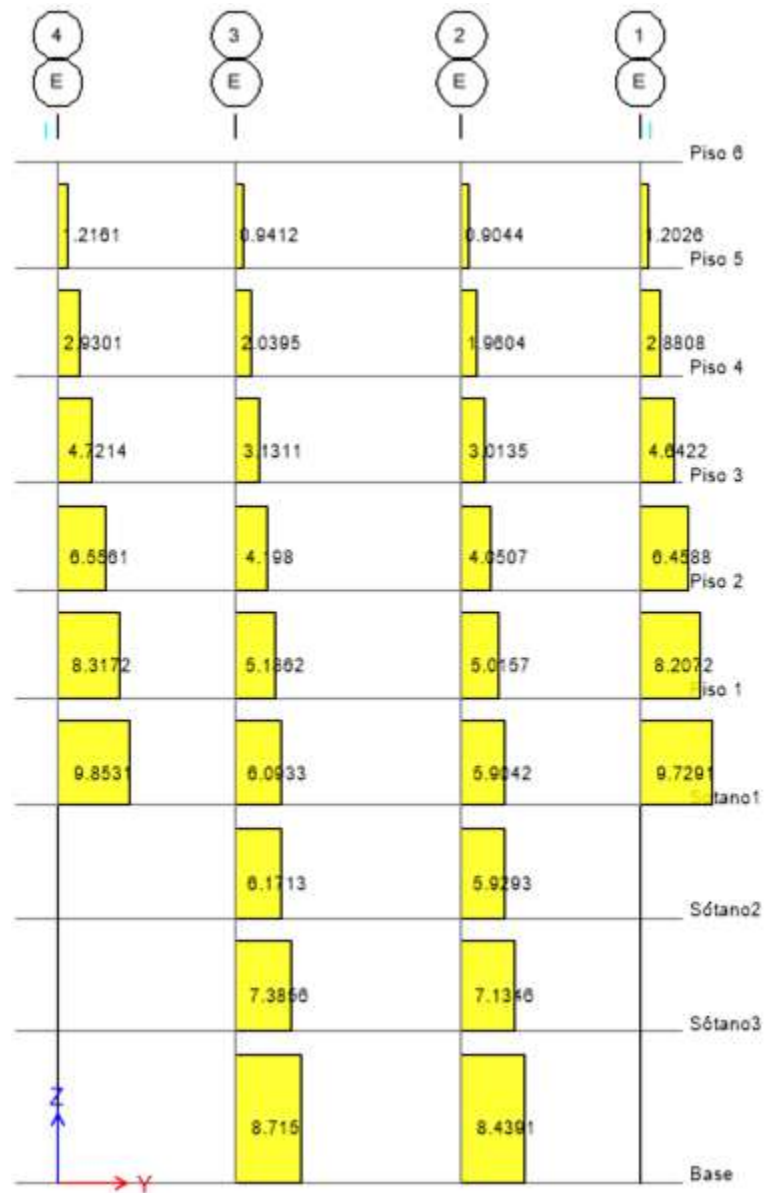
Figura 4.46. Diagrama de fuerzas axiales para la carga del sismo en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia

Para la dirección Y

Figura 4.47. Diagrama de fuerzas axiales para la carga del sismo en la dirección Y.

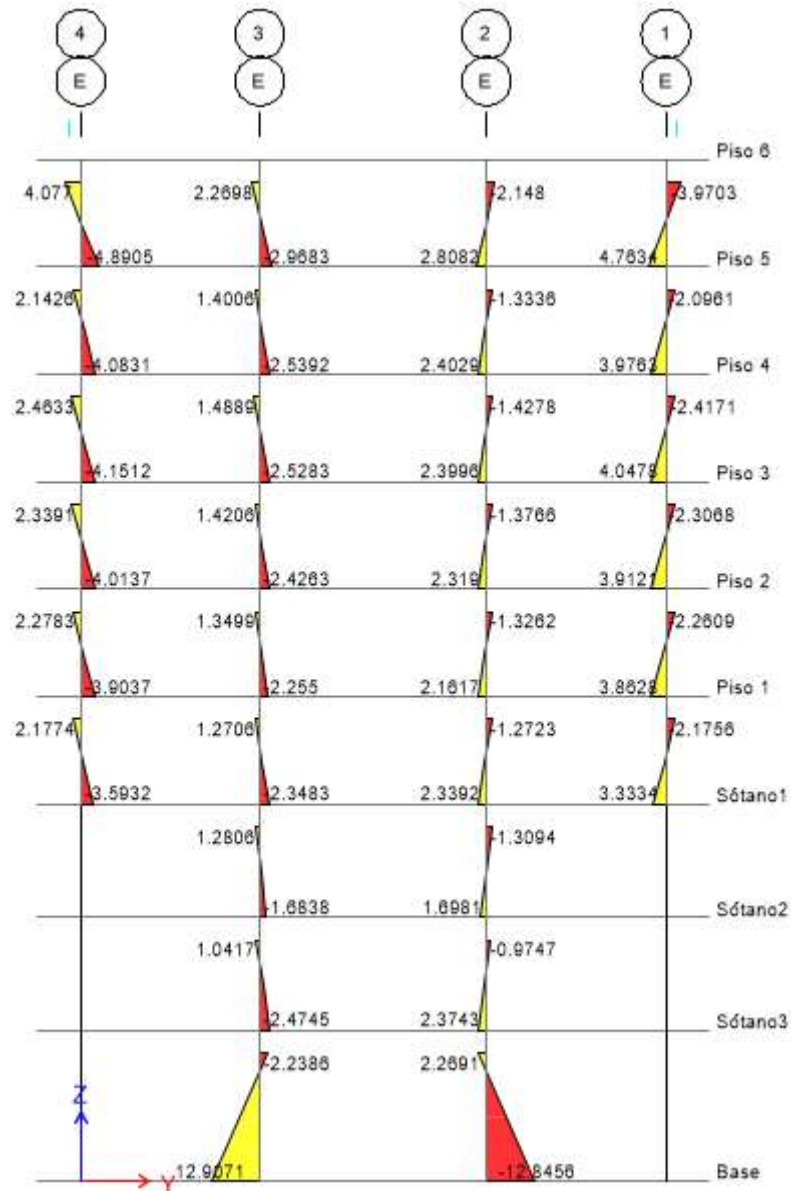


Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3.2 DIAGRAMA DE MOMENTOS

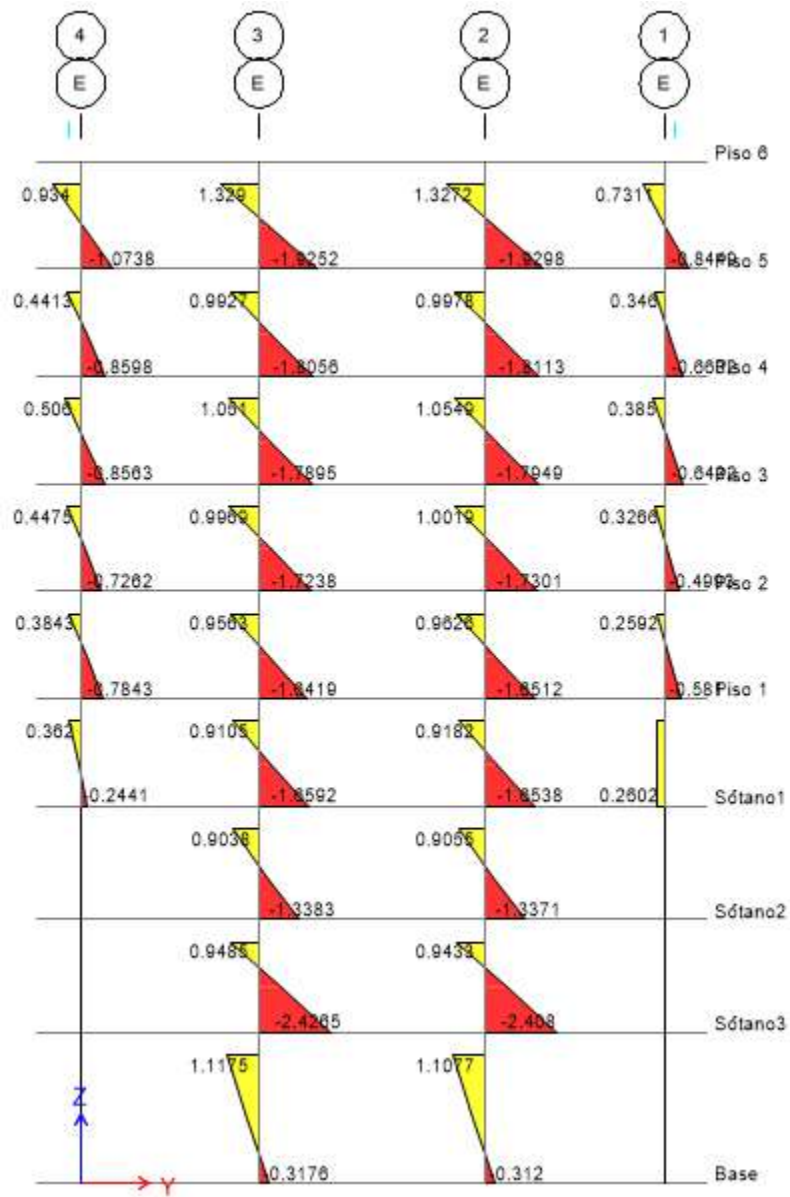
Diagrama de momentos para la CM

Figura 4.48. Diagrama de momentos 2-2 para la carga muerta.



Fuente: Elaboración propia

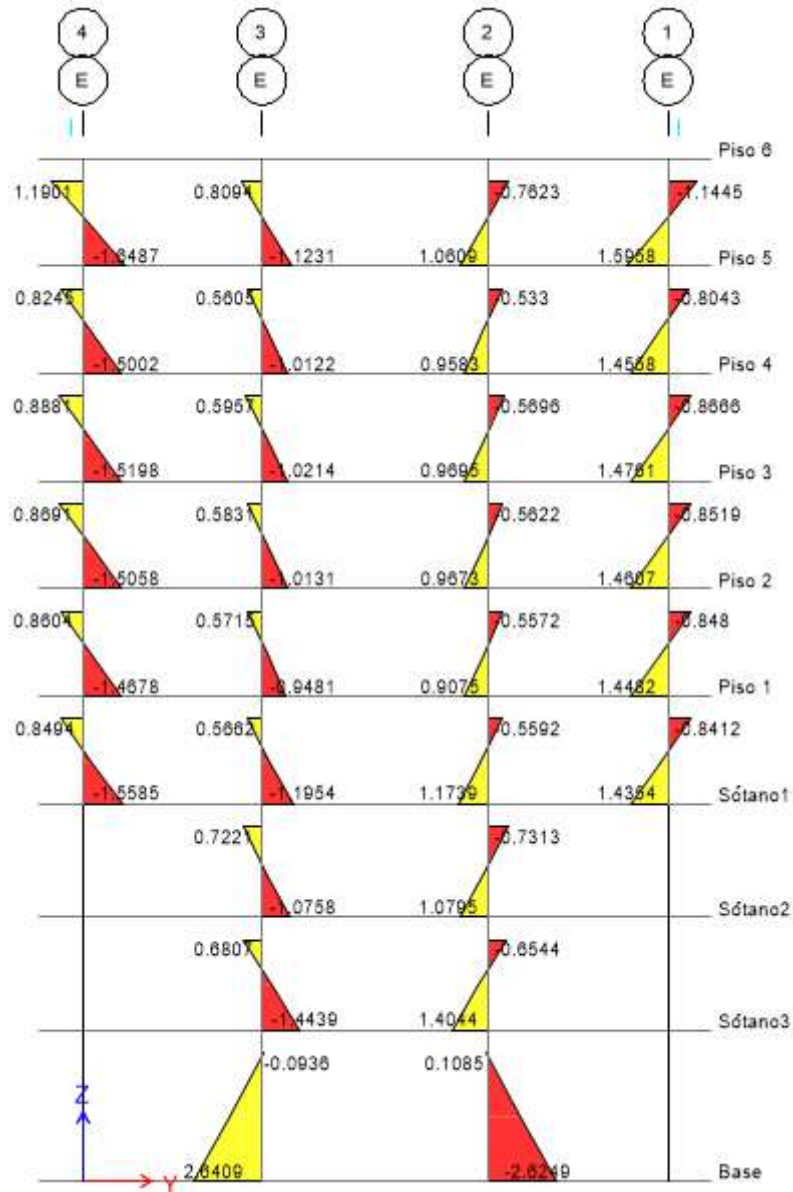
Figura 4.49. Diagrama de momentos 3-3 para la carga muerta.



Fuente: Elaboración propia

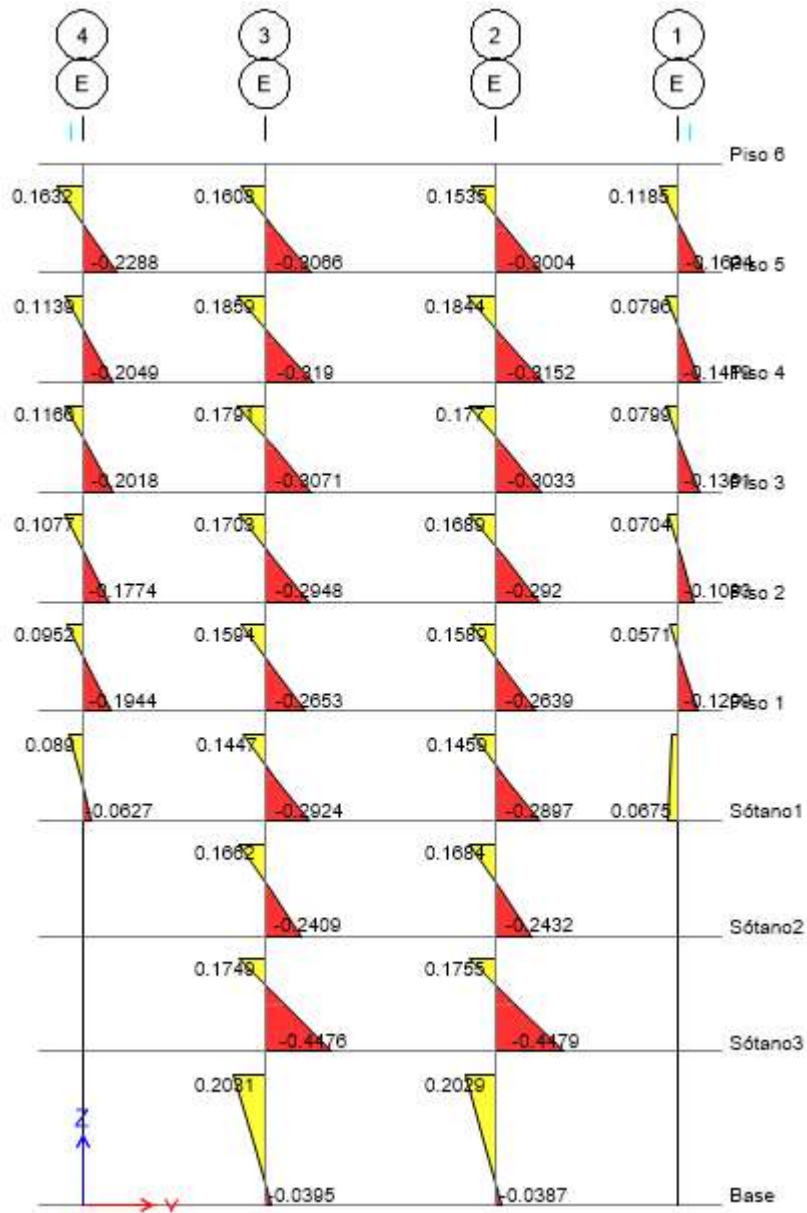
Diagrama de momentos para la CV

Figura 4.50. Diagrama de momentos 2-2 para carga viva.



Fuente: Elaboración propia

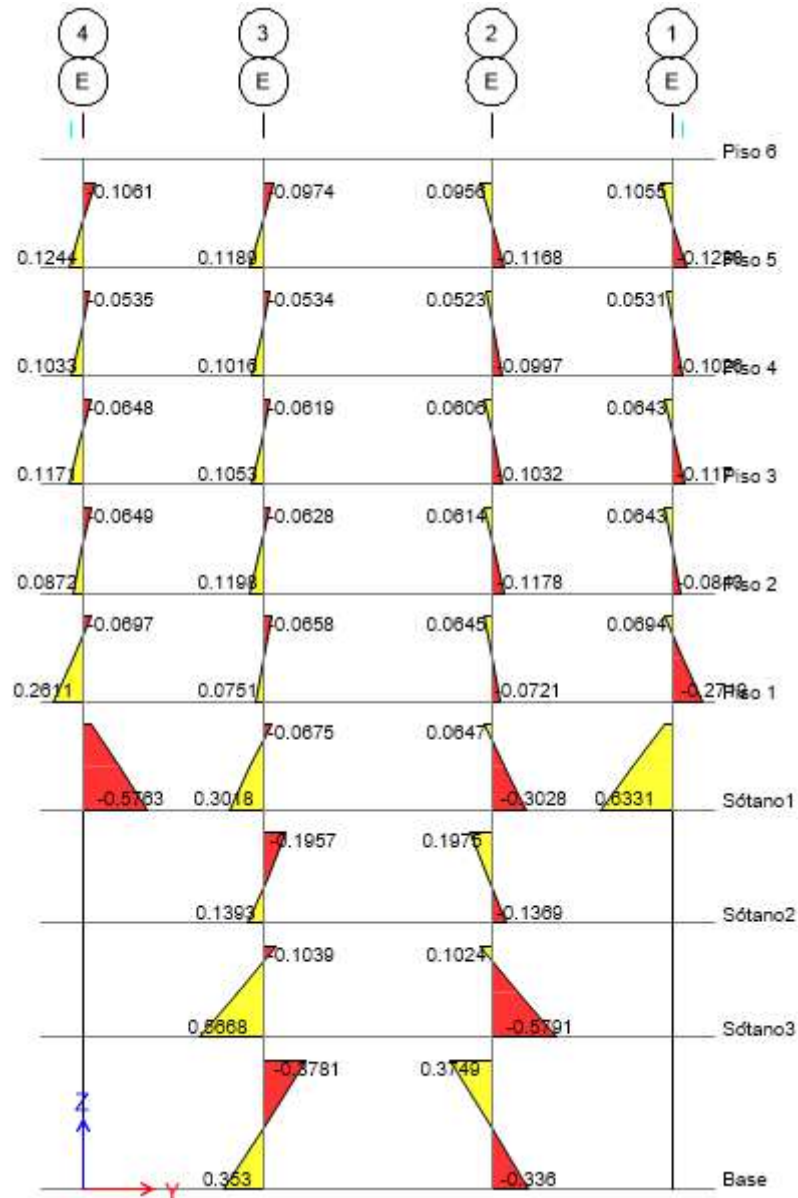
Figura 4.51. Diagrama de momentos 3-3 para la carga viva.



Fuente: Elaboración propia

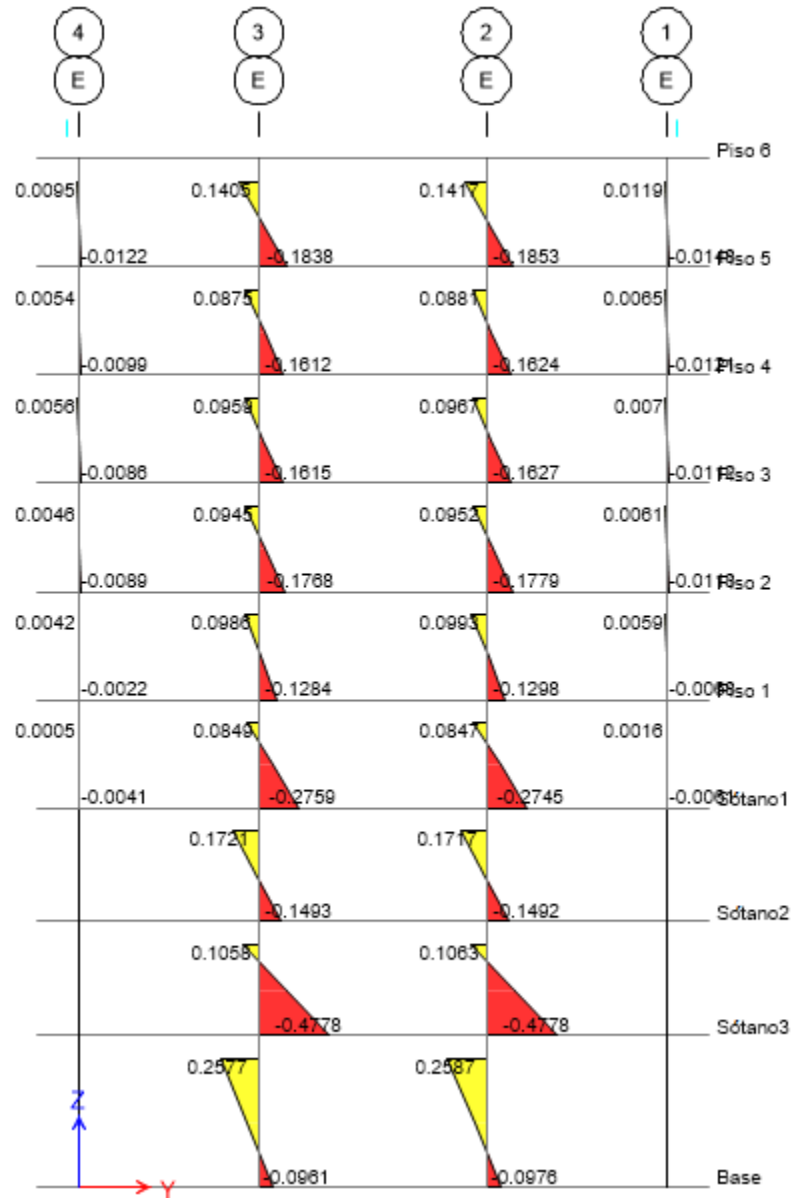
Diagrama de momentos para la CE

Figura 4.52. Diagrama de momentos 2-2 para la carga de empuje del suelo.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.53. Diagrama de momentos 3-3 para la carga del empuje del suelo.

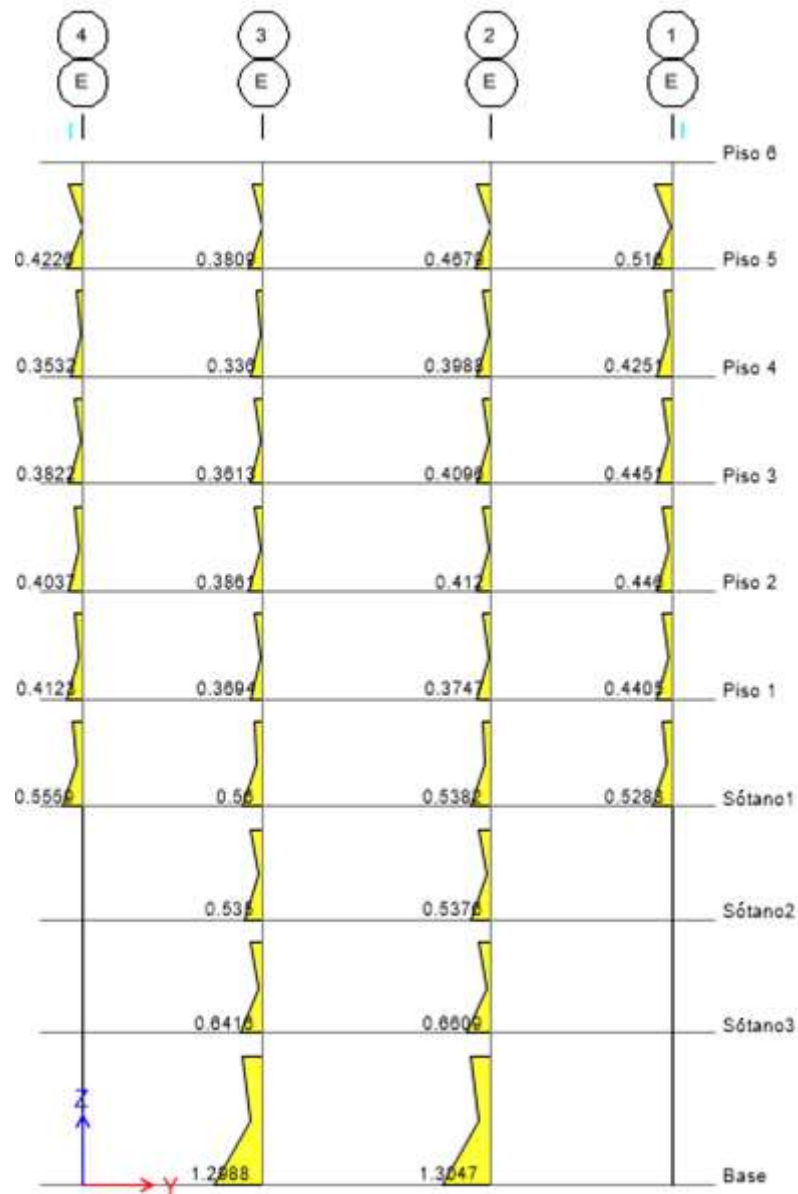


Fuente: Elaboración propia

Diagrama de momentos para la CS

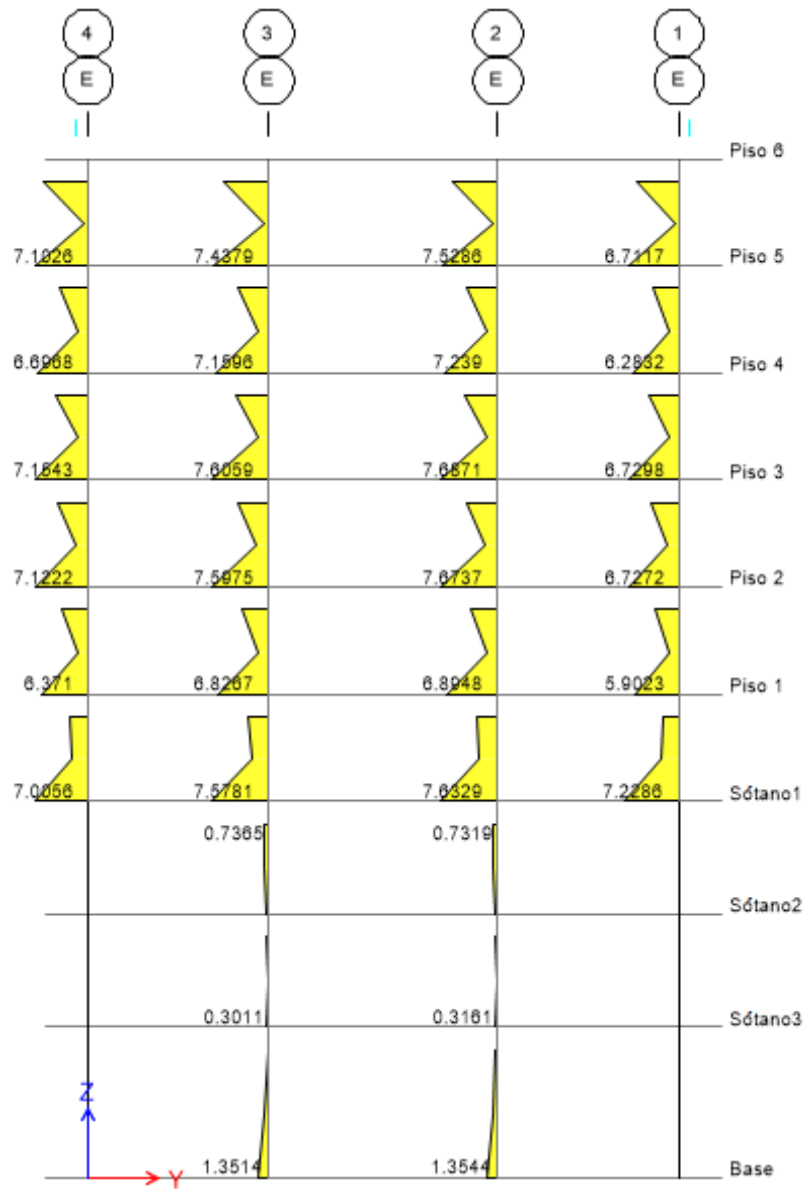
Para la dirección X

Figura 4.54. Diagrama de momentos 2-2 para la carga del sismo en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia

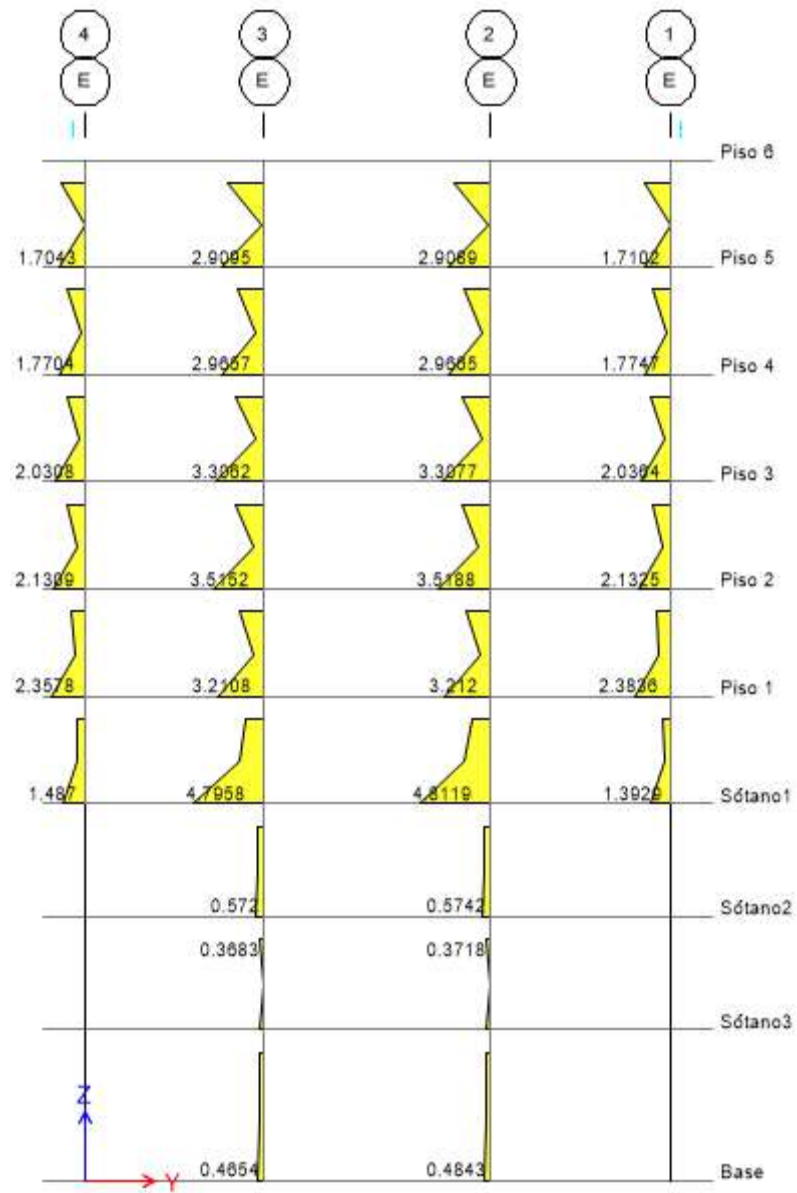
Figura 4.55. Diagrama de momentos 3-3 para la carga del sismo en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia

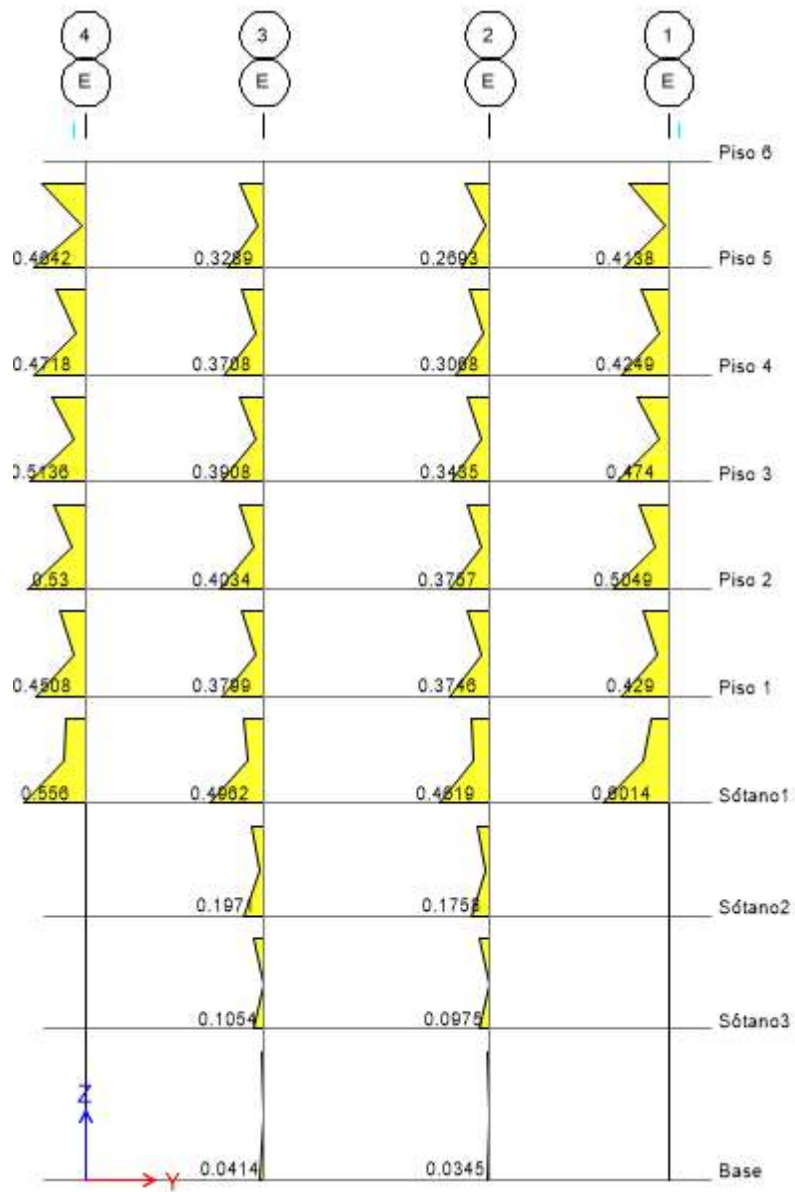
Para la dirección Y

Figura 4.56. Diagrama de momentos 2-2 para la carga del sismo en la dirección Y.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.57. Diagrama de momentos 3-3 para la carga del sismo en la dirección Y.

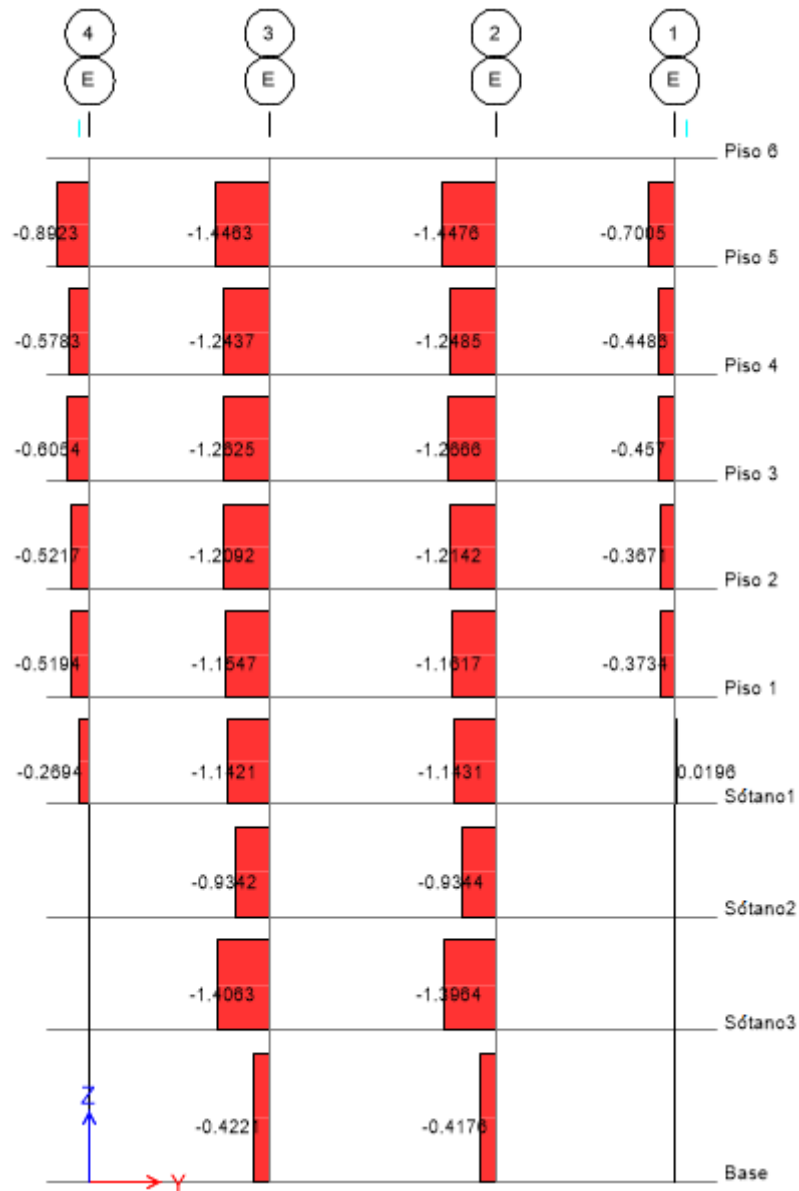


Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3.2.3 DIAGRAMA DE CORTANTES

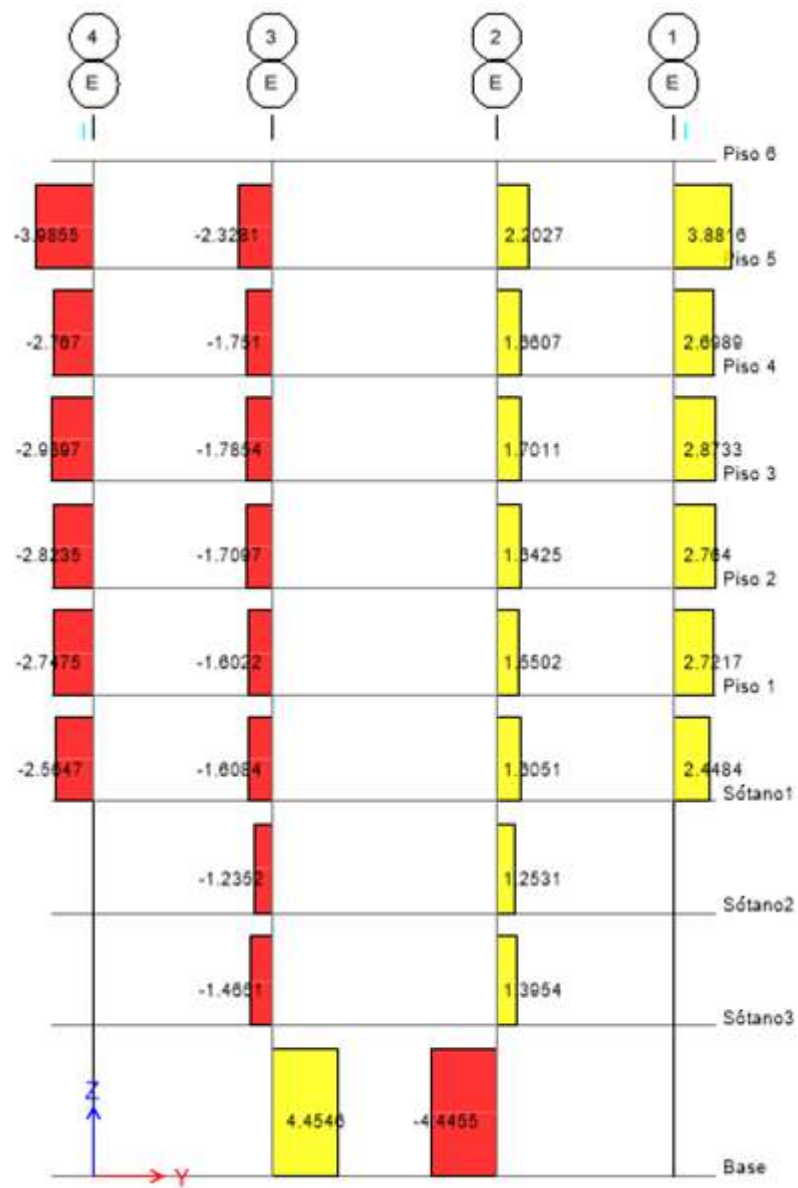
Diagrama de cortantes para la CM

Figura 4.58. Diagrama de cortantes 2-2 para la carga muerta.



Fuente: Elaboración propia

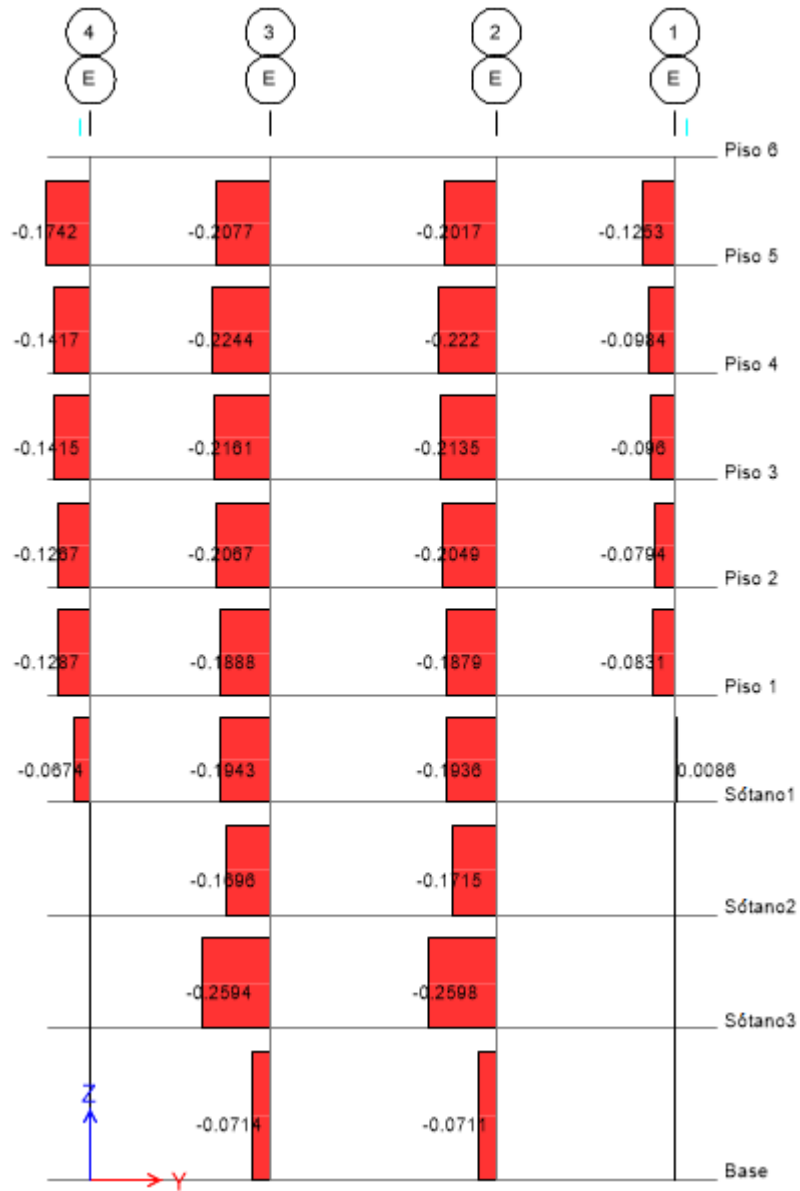
Figura 4.59. Diagrama de cortantes 3-3 para la carga muerta.



Fuente: Elaboración propia

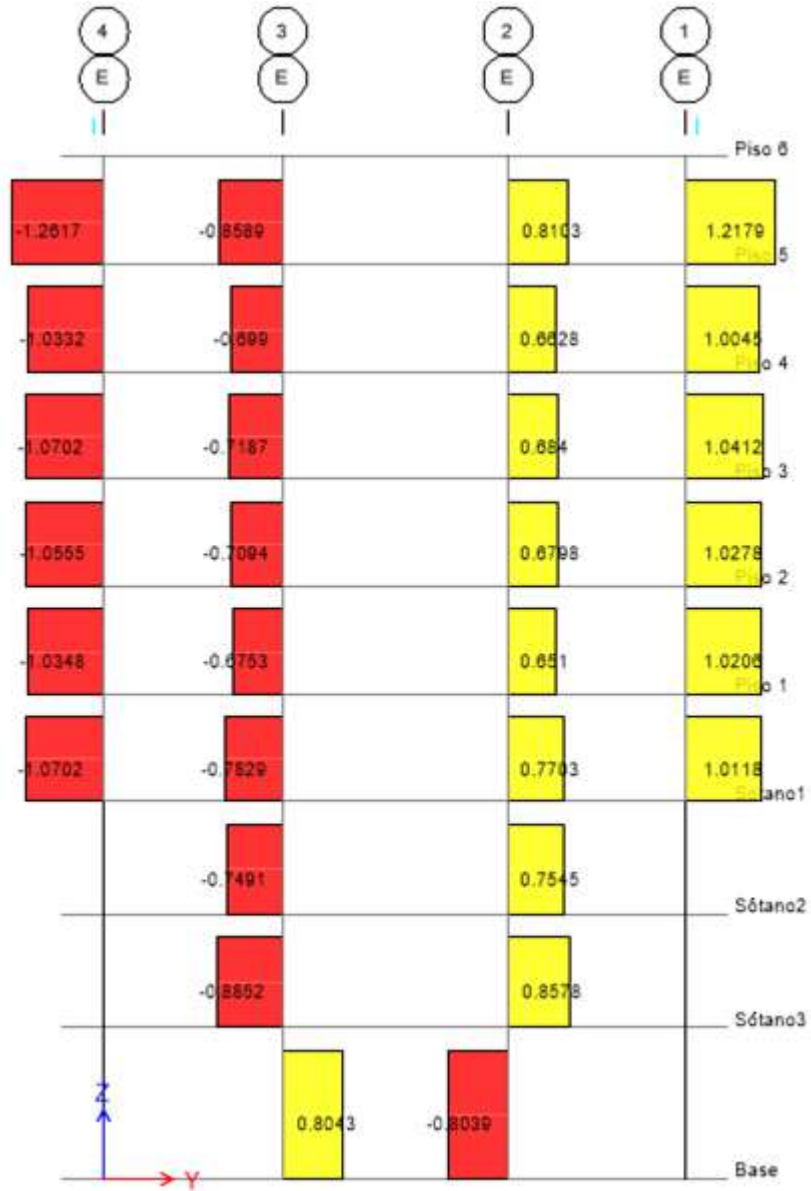
Diagrama de cortantes para la CV

Figura 4.60. Diagrama de cortantes 2-2 para la carga viva.



Fuente: Elaboración propia

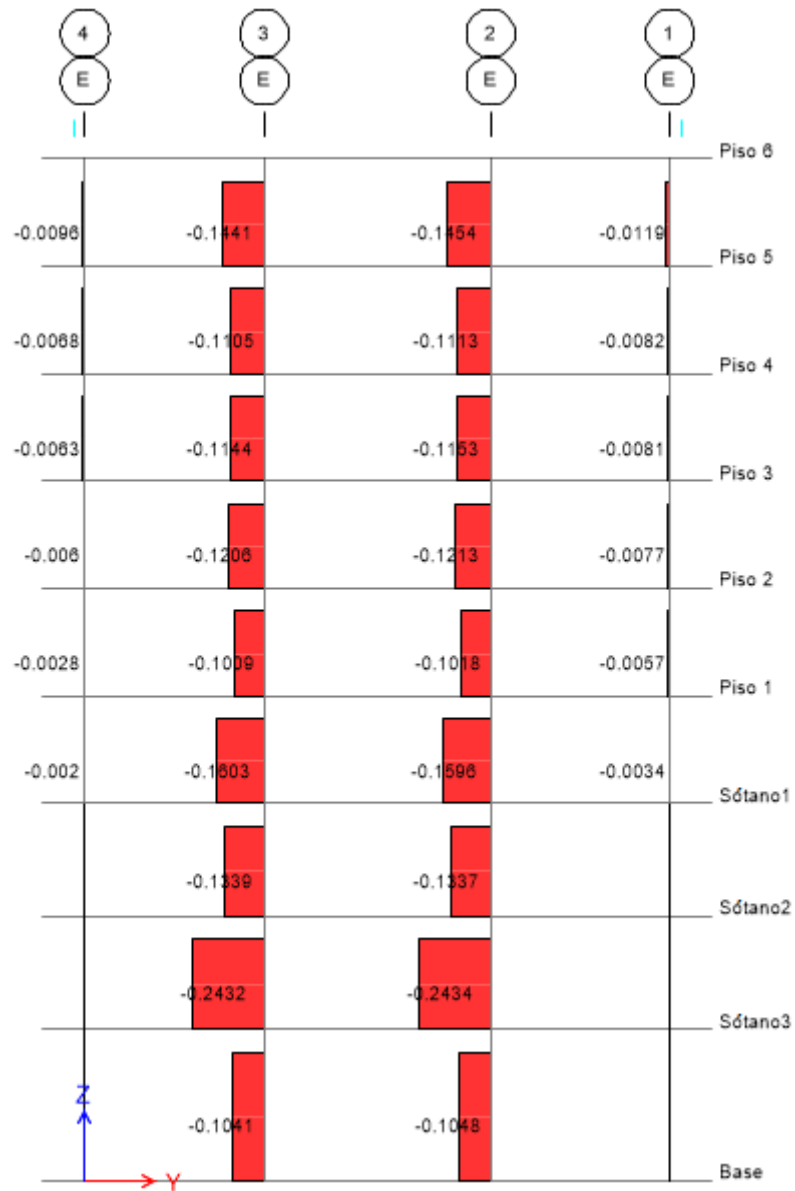
Figura 4.6.1 Diagrama de cortantes 3-3 para carga viva.



Fuente: Elaboración propia

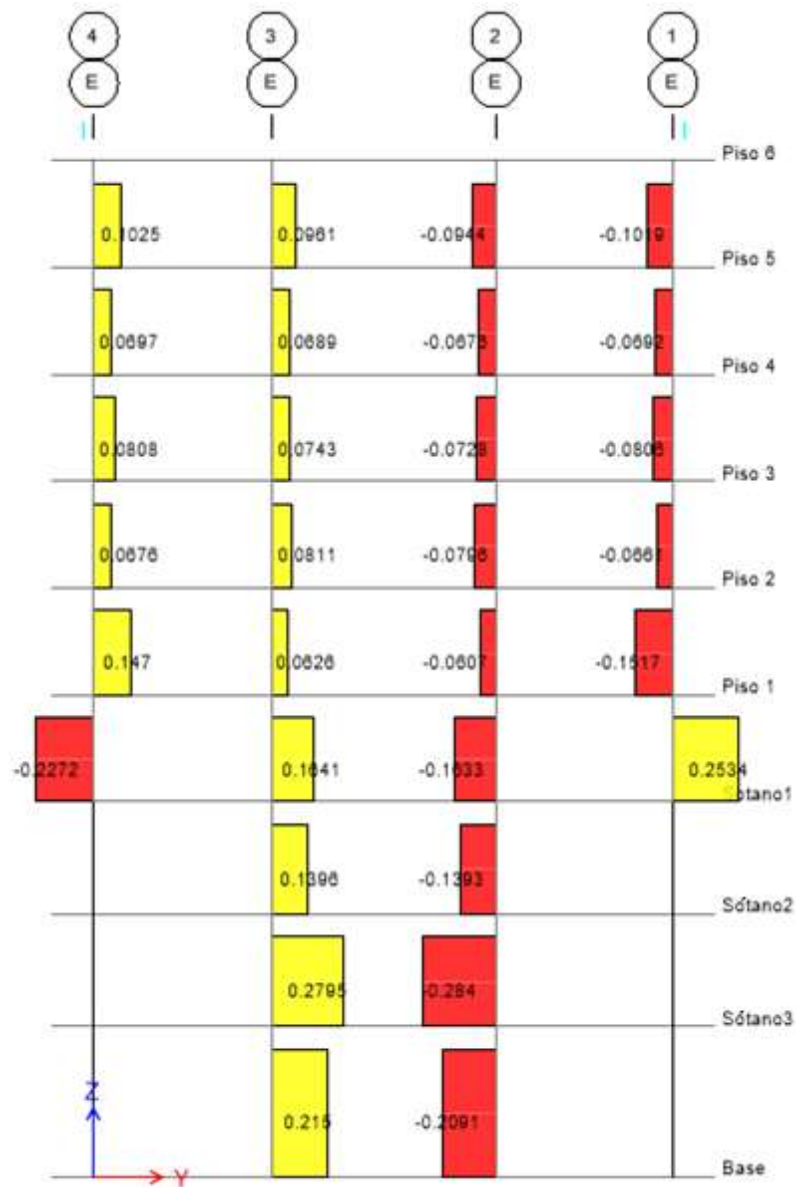
Diagrama de cortantes para la CE

Figura 4.62. Diagrama de cortantes 2-2 para la carga del empuje de suelo.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.63. Diagrama de cortantes 3-3 para la carga del empuje del suelo.

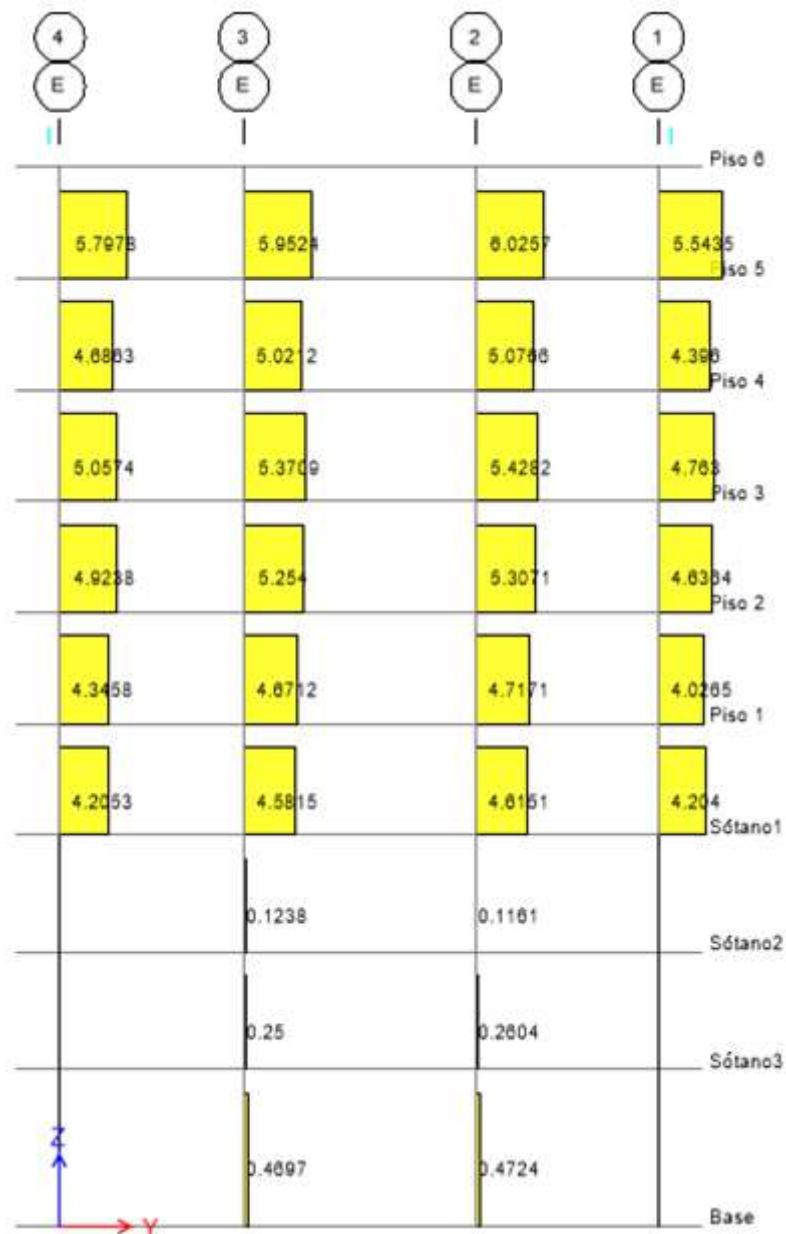


Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortantes para la CS

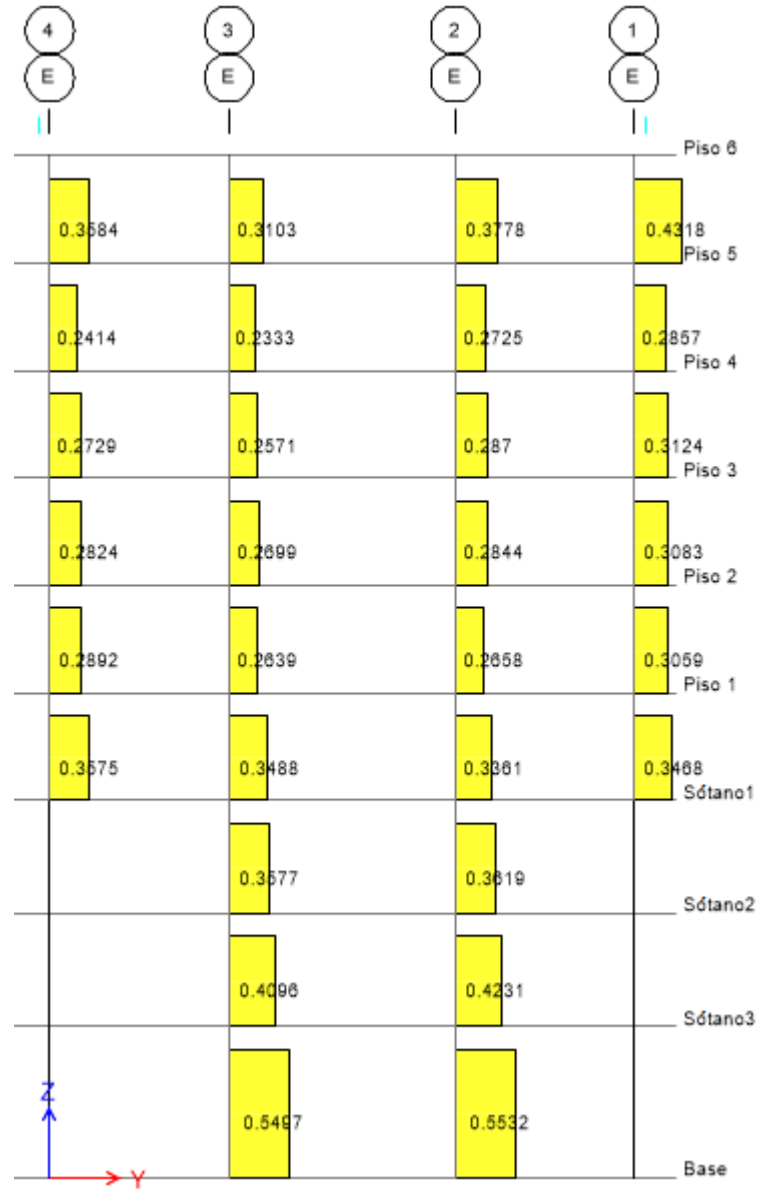
Para la dirección X

Figura 4.64. Diagrama de cortantes 2-2 para la carga del sismo en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia

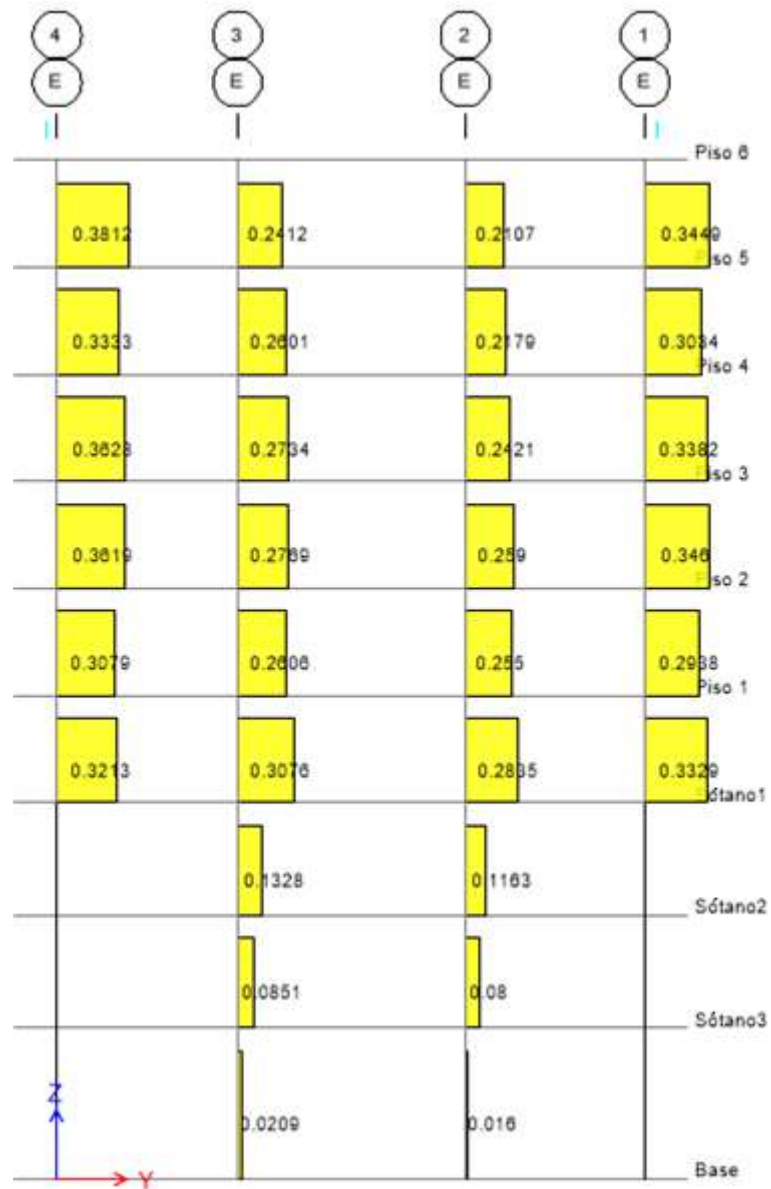
Figura 4.65. Diagrama de cortantes 3-3 para la carga del sismo en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia

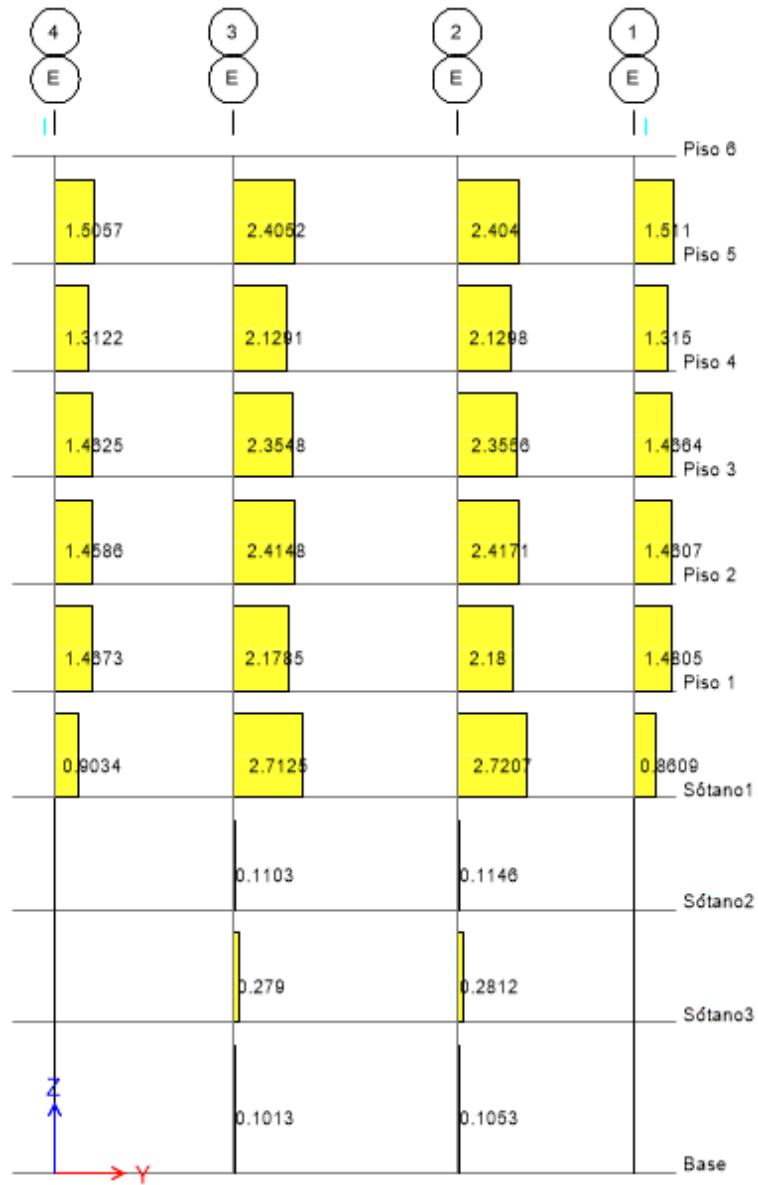
Para la dirección Y

Figura 4.66. Diagrama de cortantes 2-2 para la carga del sismo en la dirección Y.



Fuente: Elaboración propia

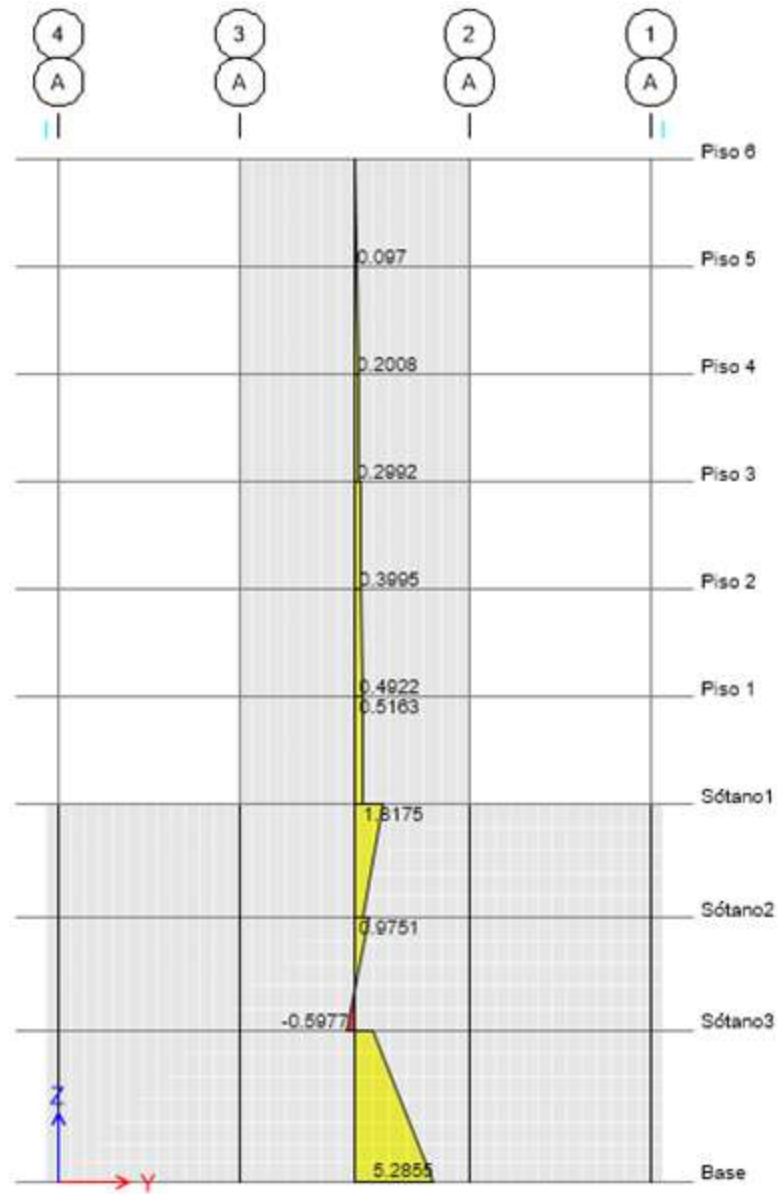
Figura 4.67. Diagrama de cortantes 3-3 para la carga del sismo en la dirección Y.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de fuerzas axiales para la CE

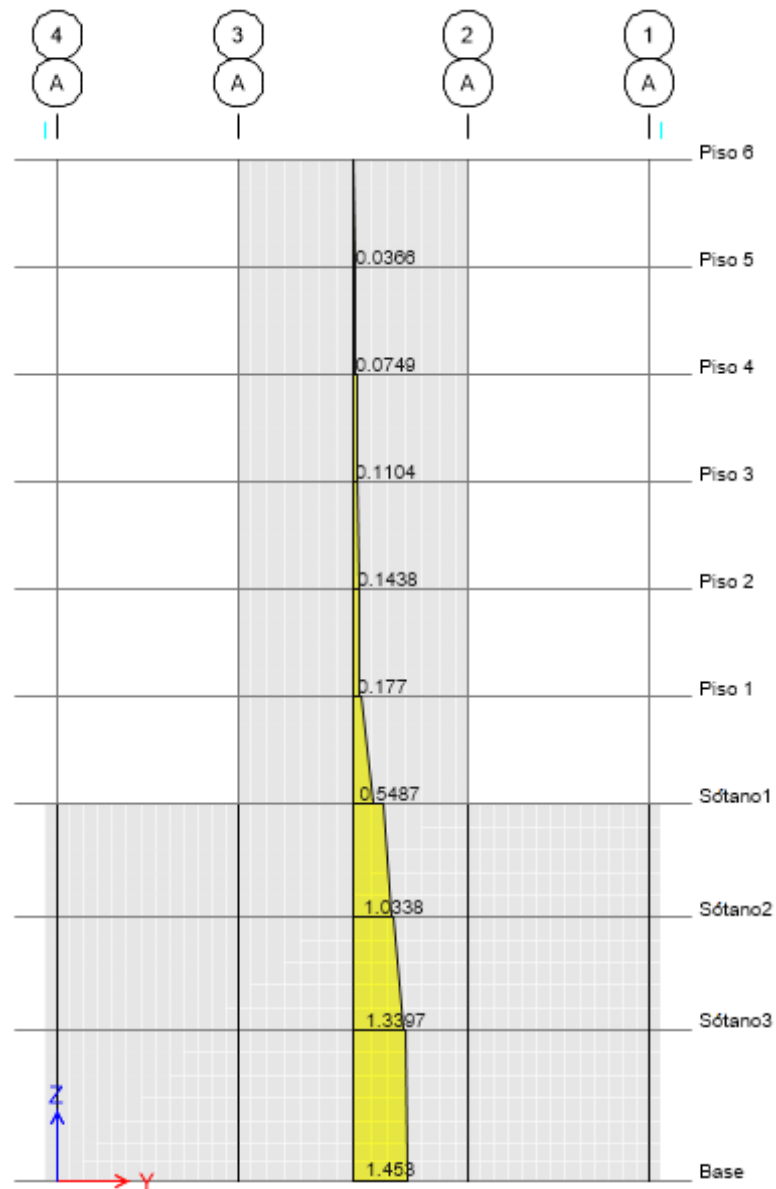
Figura 4.70. Diagrama de fuerzas axiales para la carga de empuje de suelo.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de fuerzas axiales para la CS

Figura 4.71. Diagrama de fuerzas axiales para la carga del sismo.

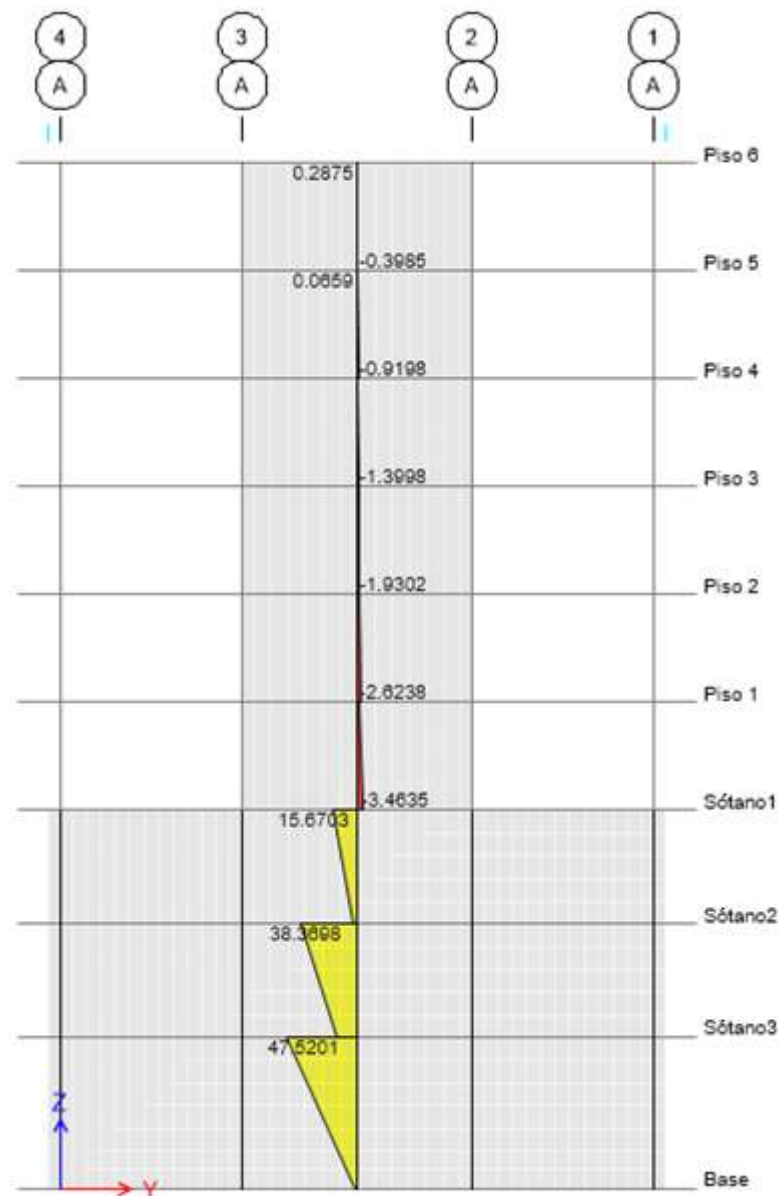


Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3.2 DIAGRAMA DE MOMENTOS

Diagrama de momentos para la CM

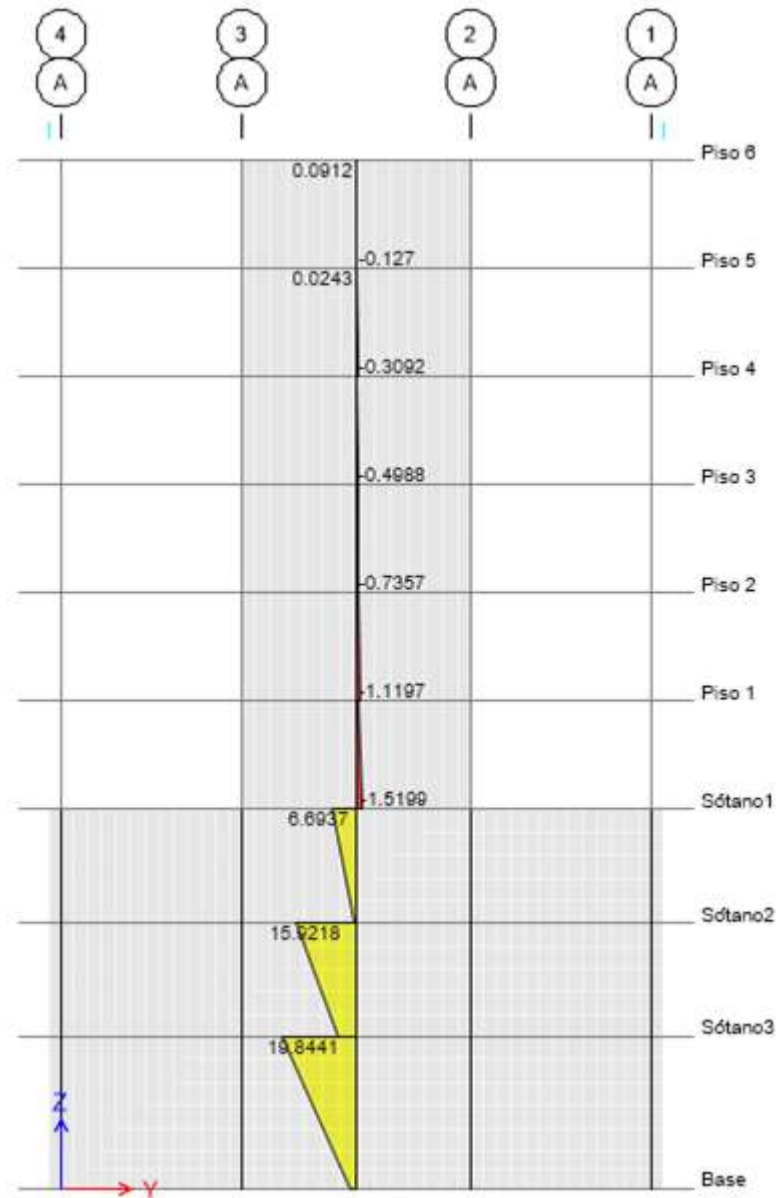
Figura 4.72. Diagrama de momentos para la carga muerta.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de momentos para la CV

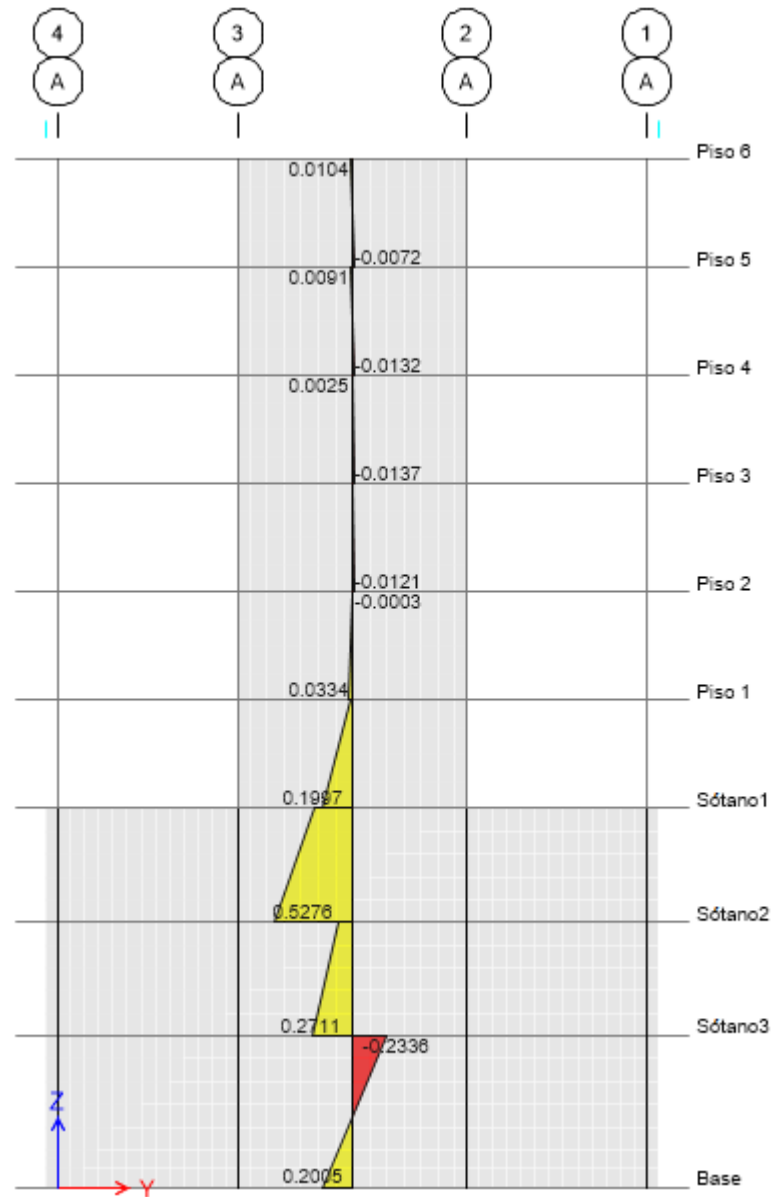
Figura 4.73. Diagrama de momentos para la carga viva.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de momentos para la CE

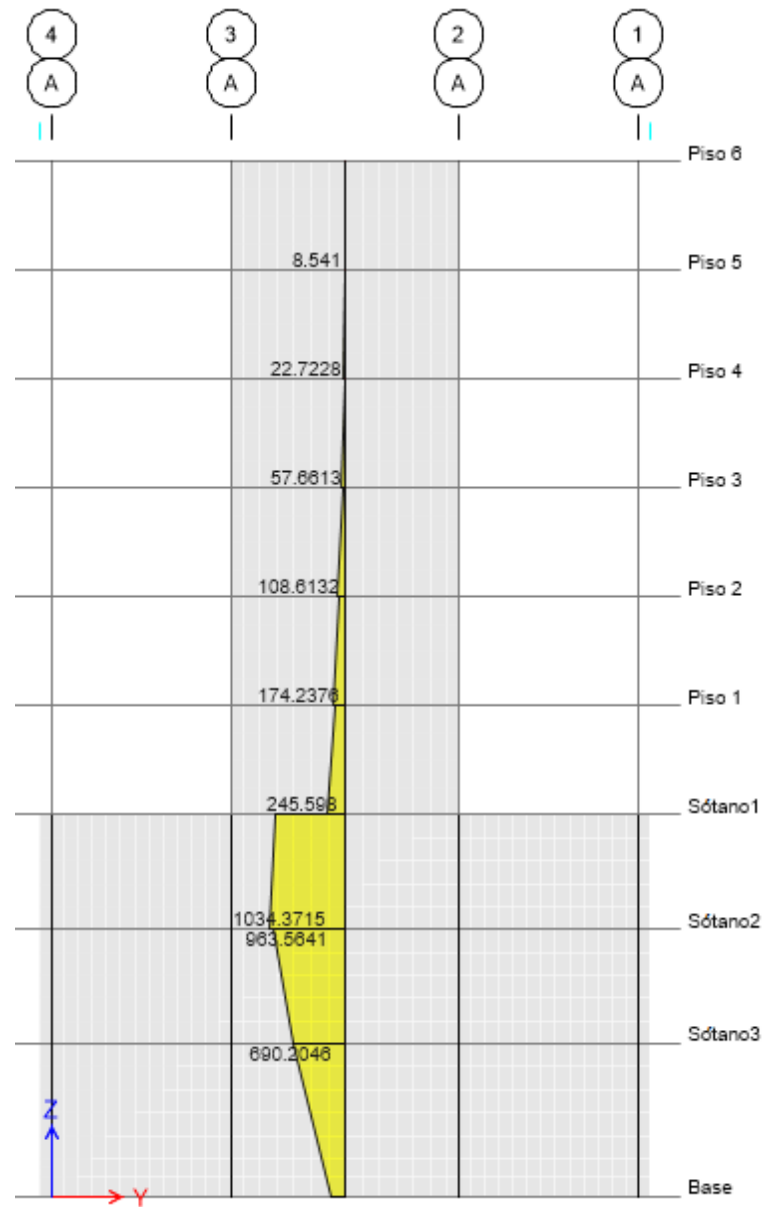
Figura 4.74. Diagrama de momentos para la carga del empuje del suelo.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de momentos para la CS

Figura 4.75. Diagrama de momentos para la carga del sismo.

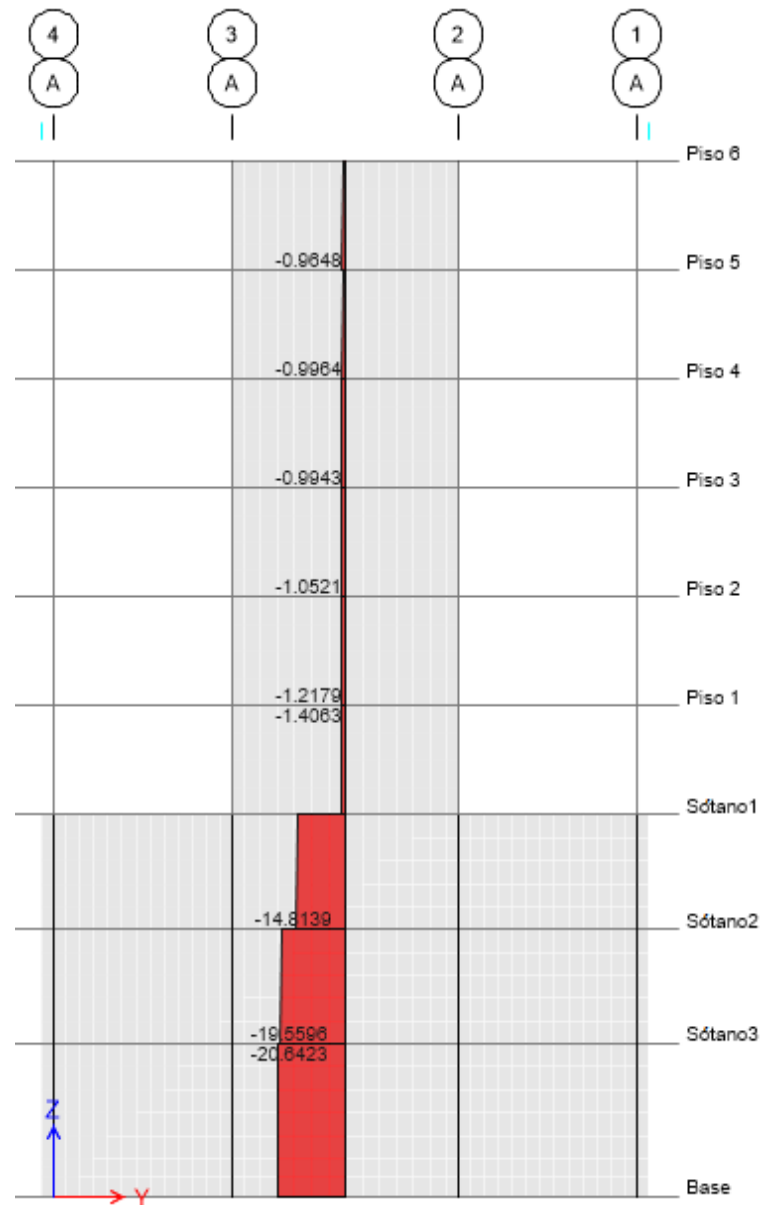


Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3.3 DIAGRAMA DE CORTANTES

Diagrama de cortantes para la CM

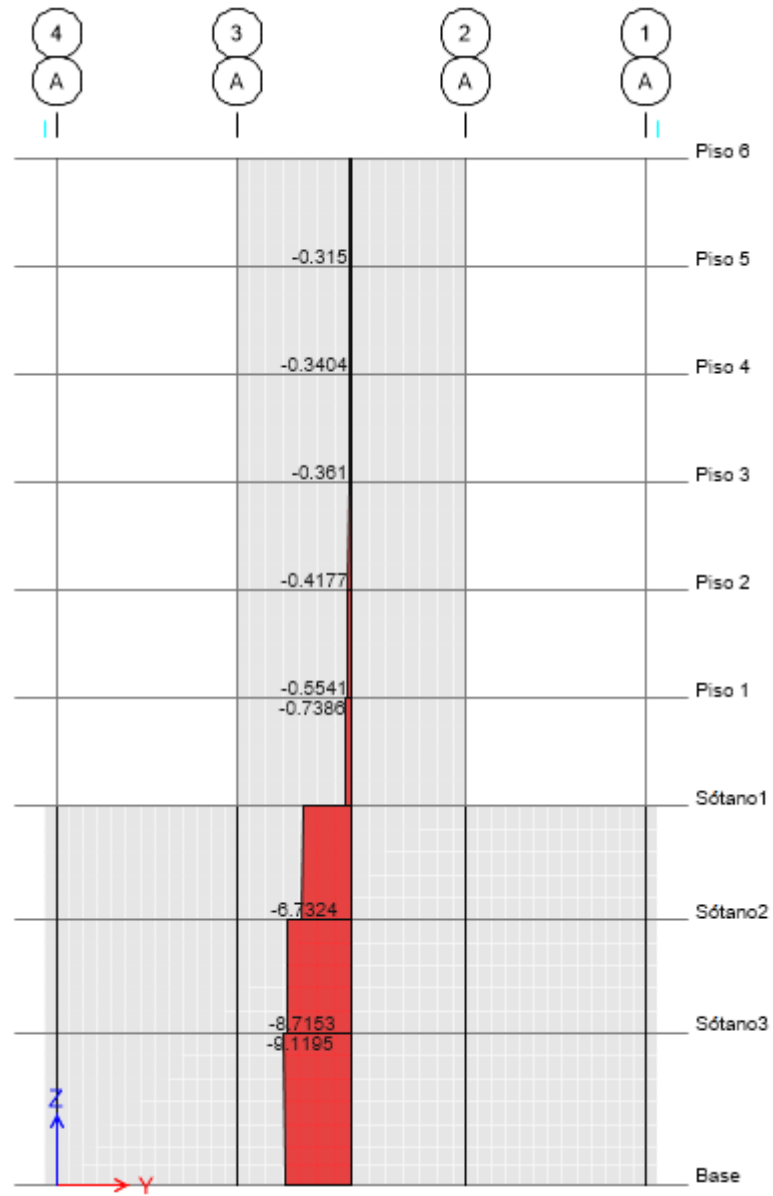
Figura 4.76. Diagrama de cortantes para la carga muerta.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortantes para la CV

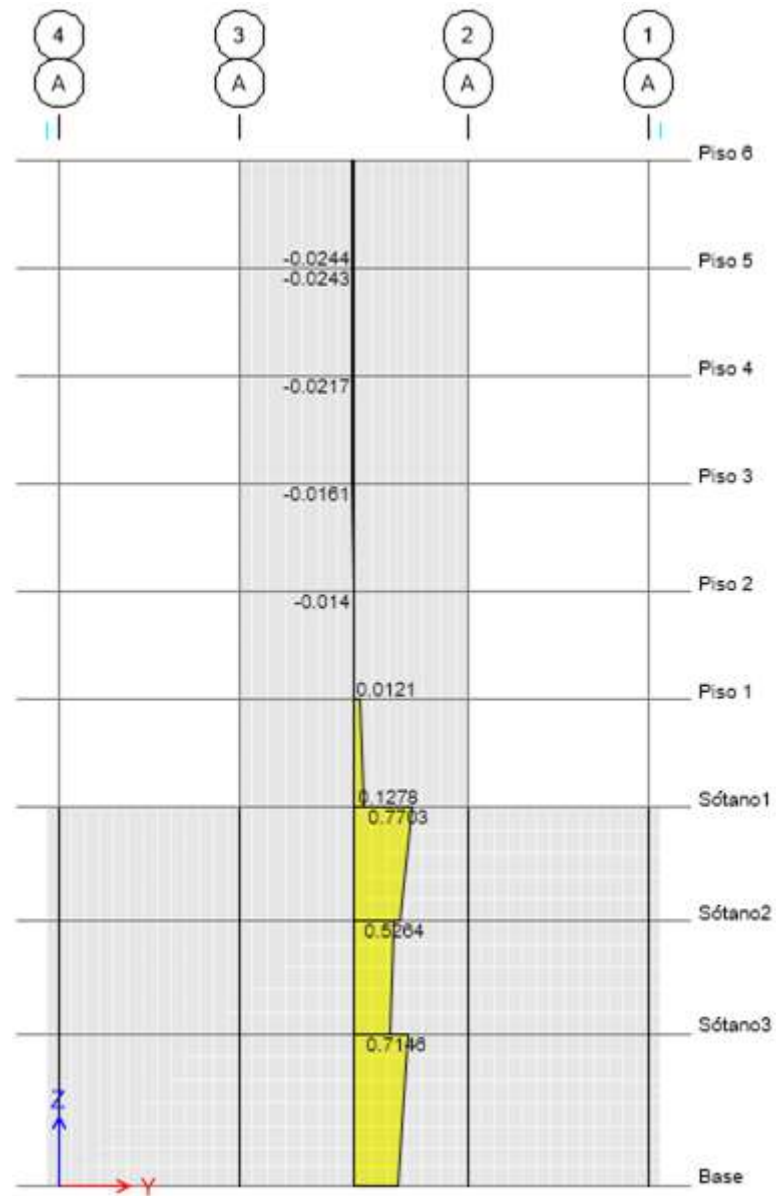
Figura 4.77. Diagrama de cortantes para la carga viva.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortantes para la CE

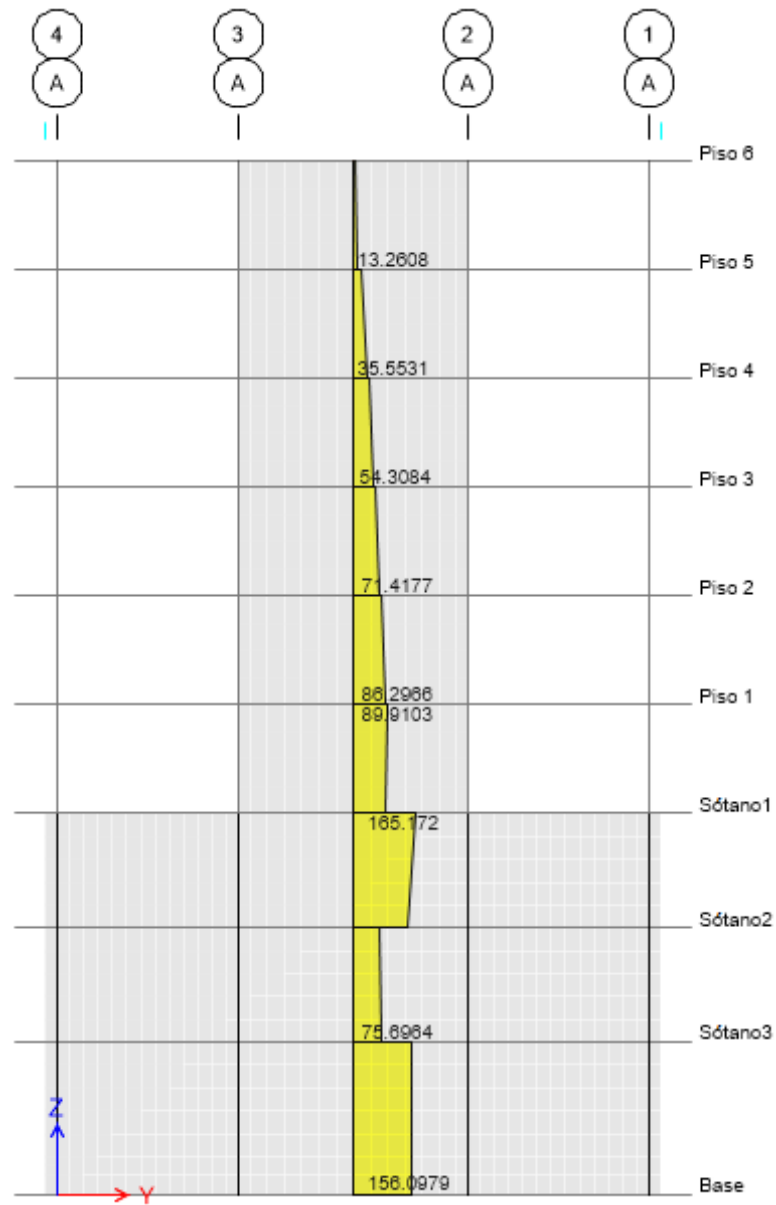
Figura 4.78. Diagrama de cortantes para la carga de empuje del suelo.



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortantes para la CS

Figura 4.79. Diagrama de cortantes para la carga del sismo.



Fuente: Elaboración propia

4.2.4 DISEÑO DE LAS LOSAS ALIGERADAS EN 2 DIRECCIONES

Diseñaremos la losa del piso 1. Para el diseño usamos los datos del análisis de losas aligeradas en dos direcciones; todos los cálculos se harán de forma manual para la franja 1,2,3,4,5 y para las demás franjas usamos una plantilla.

4.2.4.1 MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO

Momentos para la dirección B

FRANJA 1,2,3,4,5										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm
9259.1	27777.4	59275.4	28735.5	35648.1	28062.3	35648.1	28735.5	59275.4	27777.4	9259.1
FRANJA 6,7,9,10										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm
13679.1	41037.4	56132	43734.0	14578.0		14578.0	43734.0	56132.0	41037.4	13679.1
FRANJA 13,14,15										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm
9259.1	27777.4	59275.4	28735.5	35648.1	28062.3	35648.1	28735.5	59275.4	27777.4	9259.1

Momentos para la dirección A

FRANJA 1,6,11						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm
15156.5	45469.4	65917	36854.2	65917.4	45469.4	15156.5
FRANJA 2,7,12						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm
8926.1	26778.4	34258	25215.0	34258.0	26778.4	8926.1
FRANJA 3,13						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm
8017.8	24053.6	8017.8		8017.8	24053.6	8017.8
FRANJA 4,9,14						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm
8926.1	26778.4	34258	25215.0	34258.0	26778.4	8926.1
FRANJA 5,10,15						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm	kgf - cm
15156.5	45469.4	65917	36854.2	65917.4	45469.4	15156.5

Fuerzas cortantes para la dirección B

FRANJA 1,2,3,4,5									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
421.92	421.92	797.3	797.3	274.9	274.9	797.3	797.3	421.92	421.92
FRANJA 6,7,9,10									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
992.2	992.2	1169.8	1169.8			1169.8	1169.8	992.2	992.2
FRANJA 11,12,13,14,15									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
421.92	421.92	797.3	797.3	274.9	274.9	797.3	797.3	421.92	421.92

Fuerzas cortantes para la dirección A

FRANJA 1,6,11					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
848.5	848.5	480	480	848.5	848.5
FRANJA 2,7,12					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
454.1	454.1	270	270	454.1	454.1
FRANJA 3,13					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
830.2	830.2			830.2	830.2
FRANJA 4,9,14					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
454.1	454.1	270	270	454.1	454.1
FRANJA 4,10,15					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
848.5	848.5	480	480	848.5	848.5

4.2.4.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Datos para el diseño:

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$b_w = 10 \text{ cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}^2$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

Verificamos $a \leq hf$ para diseñar como viga rectangular

Seleccionamos el mayor momento de la franja $Mu = 59275 \text{ kgf} - \text{cm}$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{59275}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0}{2})}$$

$$As = 0.7546 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.7546 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.44 \text{ cm}$$

Diseñamos como viga rectangular

Momento de la franja 1, 2, 3, 4, 5

FRANJA 1,2,3,4,5										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm
9259.1	27777.4	59275.4	28735.5	35648.1	28062.3	35648.1	28735.5	59275.4	27777.4	9259.1

$$As (-) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (-) = \frac{9259.1}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0}{2})}$$

$$As (-) = 0.1168 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{0.1168 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.07 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{9259.1}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0.07}{2} \right)}$$

$$As (-) = 0.11687 \text{ cm}^2$$

$$Asmín (-) = \frac{0.7 \sqrt{fc}}{fy} bw d$$

$$Asmín (-) = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 21$$

$$Asmín (-) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$As (+) = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As (+) = \frac{27777.4}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$As (+) = 0.3499 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{0.3499 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.2069 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{27777.4}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0.2069}{2} \right)}$$

$$As (+) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = \frac{0.7\sqrt{fc}}{fy} bw d$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} x10 x 21$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (-) = \frac{59275.4}{0.9x4200(21 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s (-) = 0.7467 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{0.7467x4200}{0.85 x210x40}$$

$$a = 0.443 \text{ cm}$$

$$A_s (-) = \frac{59275.4}{0.9x4200(21 - \frac{0.443}{2})}$$

$$A_s (-) = 0.7547 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} (-) = \frac{0.7\sqrt{fc}}{fy} bw d$$

$$A_{s\text{mín}} (-) = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} x10 x 21$$

$$A_{s\text{mín}} (-) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$A_s (+) = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (+) = \frac{28735.5}{0.9x4200(21 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s (+) = 0.3620 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.3620 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.2140 \text{ cm}$$

$$A_s (+) = \frac{28735.5}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0.2140}{2} \right)}$$

$$A_s (+) = 0.3639 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b w d$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 21$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s (-) = \frac{35648}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$A_s (-) = 0.4491 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.4491 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.2658 \text{ cm}$$

$$A_s (-) = \frac{35648}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0.2658}{2} \right)}$$

$$A_s (-) = 0.4519 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} (-) = \frac{0.7\sqrt{fc}}{f_y} b w d$$

$$A_{s\text{mín}} (-) = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 21$$

$$A_{s\text{mín}} (-) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$A_s (+) = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (+) = \frac{28062.3}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s (+) = 0.3535 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.3535 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.2090 \text{ cm}$$

$$A_s (+) = \frac{28062.3}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0.2090}{2})}$$

$$A_s (+) = 0.3553 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = \frac{0.7\sqrt{fc}}{f_y} b w d$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 21$$

$$A_{s\text{mín}} (+) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$As (-) = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (-) = \frac{35648}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0}{2})}$$

$$As (-) = 0.4491 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{0.4491 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.2658 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{35648}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0.2658}{2})}$$

$$As (-) = 0.4519 \text{ cm}^2$$

$$Asmín (-) = \frac{0.7 \sqrt{fc}}{fy} bw d$$

$$Asmín (-) = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 21$$

$$Asmín (-) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$As (+) = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (+) = \frac{28735.5}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0}{2})}$$

$$As (+) = 0.3620 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{0.3620 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.2140 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{28735.5}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0.2140}{2} \right)}$$

$$As (+) = 0.3639 \text{ cm}^2$$

$$Asmín (+) = \frac{0.7\sqrt{fc}}{fy} bw d$$

$$Asmín (+) = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 21$$

$$Asmín (+) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$As (-) = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As (-) = \frac{59275.4}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$As (-) = 0.7467 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{0.7467 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.443 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{59275.4}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0.443}{2} \right)}$$

$$As (-) = 0.7547 \text{ cm}^2$$

$$Asmín (-) = \frac{0.7\sqrt{fc}}{fy} bw d$$

$$Asmín (-) = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 21$$

$$Asmín (-) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$As (+) = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (+) = \frac{27777.4}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0}{2})}$$

$$As (+) = 0.3499 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{0.3499 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.2069 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{27777.4}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0.2069}{2})}$$

$$As (+) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$Asmín (+) = \frac{0.7 \sqrt{fc}}{fy} bw d$$

$$Asmín (+) = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 2$$

$$Asmín (+) = 0.507 \text{ cm}^2$$

$$As (-) = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (-) = \frac{9259.1}{0.9 \times 4200 (21 - \frac{0}{2})}$$

$$As (-) = 0.1168 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{0.1168 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.07 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{9259.1}{0.9 \times 4200 \left(21 - \frac{0.07}{2} \right)}$$

$$As (-) = 0.11687 \text{ cm}^2$$

$$Asmín (-) = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b w$$

$$Asmín (-) = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 21$$

$$Asmín (-) = 0.507 \text{ cm}^2$$

Diseño por flexión de la franja 1, 2, 3, 4, 5

FRANJA 1,2,3,4,5										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
9259.1	27777.4	59275.4	28735.5	35648.1	28062.3	35648.1	28735.5	59275.4	27777.4	9259.1
As	As	As	As	As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0.507	0.507	0.755	0.507	0.507	0.507	0.507	0.507	0.755	0.507	0.507
1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø - 3/8 "	1 Ø 3/8 "

Diseño por flexión de la franja 6, 7, 9, 10

FRANJA 6,7,9,10										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
13679.1	41037.4	56132	43734.0	14578.0		14578.0	43734.0	56132.0	41037.4	13679.1
As	As	As	As	As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0.507	0.521	0.714	0.555	0.507	0.507	0.507	0.555	0.714	0.521	0.507
1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø - 3/8 "	1 Ø 3/8 "

Diseño por flexión de la franja 11, 12, 13, 14, 15

FRANJA 11,12,13,14,15										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
9259.1	27777.4	59275.4	28735.5	35648.1	28062.3	35648.1	28735.5	59275.4	27777.4	9259.1
As	As	As	As	As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0.507	0.507	0.755	0.507	0.507	0.507	0.507	0.507	0.755	0.507	0.507
1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø - 3/8 "	1 Ø 3/8 "

Diseño por flexión de la franja 1, 6, 11

FRANJA 1,6,11						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
15156.5	45469.4	65917	36854.2	65917.4	45469.4	15156.5
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0.507	0.577	0.840	0.507	0.840	0.577	0.507
1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "

Diseño por flexión de la franja 2, 7, 12

FRANJA 2,7,12						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
8926.1	26778.4	34258	25215.0	34258.0	26778.4	8926.1
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0.507	0.507	0.507	0.507	0.507	0.507	0.507
1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "

Diseño por flexión de la franja 3, 13

FRANJA 3,13						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
8017.8	24053.6	8017.8		8017.8	24053.6	8017.8
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0.507	0.507	0.507		0.507	0.507	0.507
1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "		1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "

Diseño por flexión de la franja 4, 9, 14

FRANJA 4,9,14						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
8926.1	26778.4	34258	25215.0	34258.0	26778.4	8926.1
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0.507	0.507	0.507	0.507	0.507	0.507	0.507
1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "

Diseño por flexión de la franja 5, 10, 15

FRANJA 5,10,15						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
15156.5	45469.4	65917	36854.2	65917.4	45469.4	15156.5
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
0.507	0.577	0.840	0.507	0.840	0.577	0.507
1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 1/2 "	1 Ø 3/8 "	1 Ø 3/8 "

4.2.4.3 VERIFICACIÓN POR CORTE

Datos para el cálculo:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$$

$$b_w = 10 \text{ cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}^2$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

Franja 1, 2, 3, 4, 5

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times (10 \times 21)$$

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times (10 \times 21)$$

$$\phi V_n = 1370.95 \text{ kgf}$$

Comparamos el valor de la resistencia al corte ϕV_n con la fuerza cortante última V_u .

Verificación por corte de la franja 1, 2, 3, 4, 5

FRANJA 1,2,3,4,5									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
421.92	421.92	797.3	797.3	274.9	274.9	797.3	797.3	421.92	421.92
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 6, 7, 9, 10

FRANJA 6,7,9,10									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
992.2	992.2	1169.8	1169.8			1169.8	1169.8	992.2	992.2
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1370.95	1370.95	1370.95	1370.95			1370.95	1370.95	1370.95	1370.95
OK	OK	OK	OK			OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 11, 12, 13, 14, 15

FRANJA 11,12,13,14,15									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
421.92	421.92	797.3	797.3	274.9	274.9	797.3	797.3	421.92	421.92
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 1, 6, 11

FRANJA 1,6,11					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
848.5	848.5	480	480	848.5	848.5
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95
OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 2, 7, 12

FRANJA 2,7,12					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
454.1	454.1	270	270	454.1	454.1
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95
OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 3, 13

FRANJA 3,13					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
830.2	830.2			830.2	830.2
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1370.95	1370.95			1370.95	1370.95
OK	OK			OK	OK

Verificación por corte de la franja 4, 9, 14

FRANJA 4,9,14					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
454.1	454.1	270	270	454.1	454.1
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95
OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 5, 10, 15

FRANJA 5,10,15					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
848.5	848.5	480	480	848.5	848.5
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95	1370.95
OK	OK	OK	OK	OK	OK

4.2.4.4 CONTROL DE FISURACIÓN

Para elementos con exposición interior $Z \leq 31,000 \text{ kg/cm}$

$$Z = fs \sqrt[3]{dc Act}$$

$$fs = 0.6 fy$$

$$fs = 0.6 \times 4200$$

$$fs = 2520 \text{ kgf/cm}^2$$

$$dc = 2.635$$

$$Act = 10 \times 2.635$$

$$Act = 26.35 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 \times \sqrt[3]{2.635 \times 26.35}$$

$$Z = 10361 \text{ kgf/cm} \leq 31000 \text{ kgf/cm}$$

4.2.4.5 REFUERZO POR TEMPERATURA

En los sistemas de losa armada en dos direcciones, el área de armadura en cada dirección no debe ser menor que la requerida por retracción y temperatura.

$$Asmín = \frac{0.0018 \times 4200}{fy} \times b \times h$$

$$Asmín = \frac{0.0018 \times 4200}{4200} \times 100 \times 5$$

$$Asmín = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$s = Av \times \frac{\text{ancho}}{As}$$

$$s = 0.71 \times \frac{100}{0.9}$$

$$s = 78 \text{ cm}$$

$s_{\text{máx}} = 40 \text{ cm}$

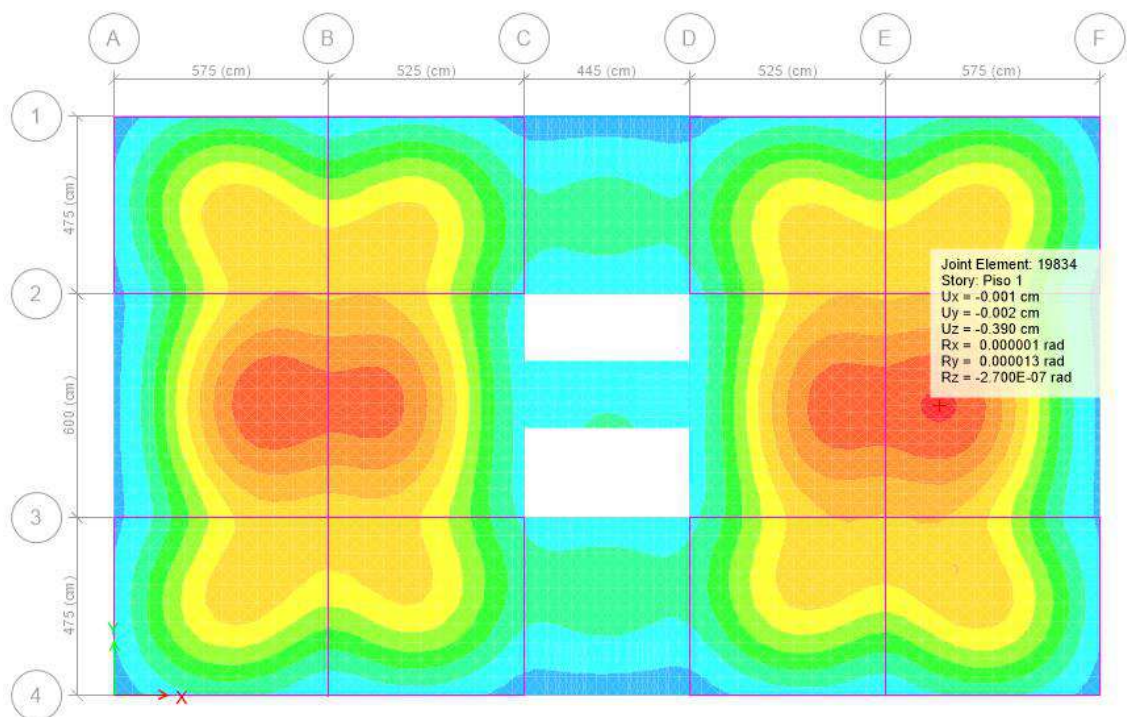
acero por temperatura $\emptyset 3/8 @ 40 \text{ cm}$ en ambas direcciones

4.2.4.6 CONTROL DE DEFLEXIONES

Para calcular deflexiones usamos la ecuación:

$$\Delta_{\text{total}} = \text{Deflexión inmediata} \times \lambda \Delta$$

Hallamos la máxima deflexión inmediata en el software etabs



Deflexión inmediata = deflexión del análisis en etabs (CM + CV)

Deflexión inmediata = 0.39 cm

Hallamos el factor $\lambda\Delta$

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'}$$

$$\xi = 2.00$$

$$\rho' = 0.0018$$

$$\lambda\Delta = \frac{2.00}{1 + 50 \times 0.0018}$$

$$\lambda\Delta = 1.83$$

Deflexión total

$$\Delta_{total} = \text{Deflexión inmediata} \times \lambda\Delta$$

$$\Delta_{total} = 0.39 \times 1.83$$

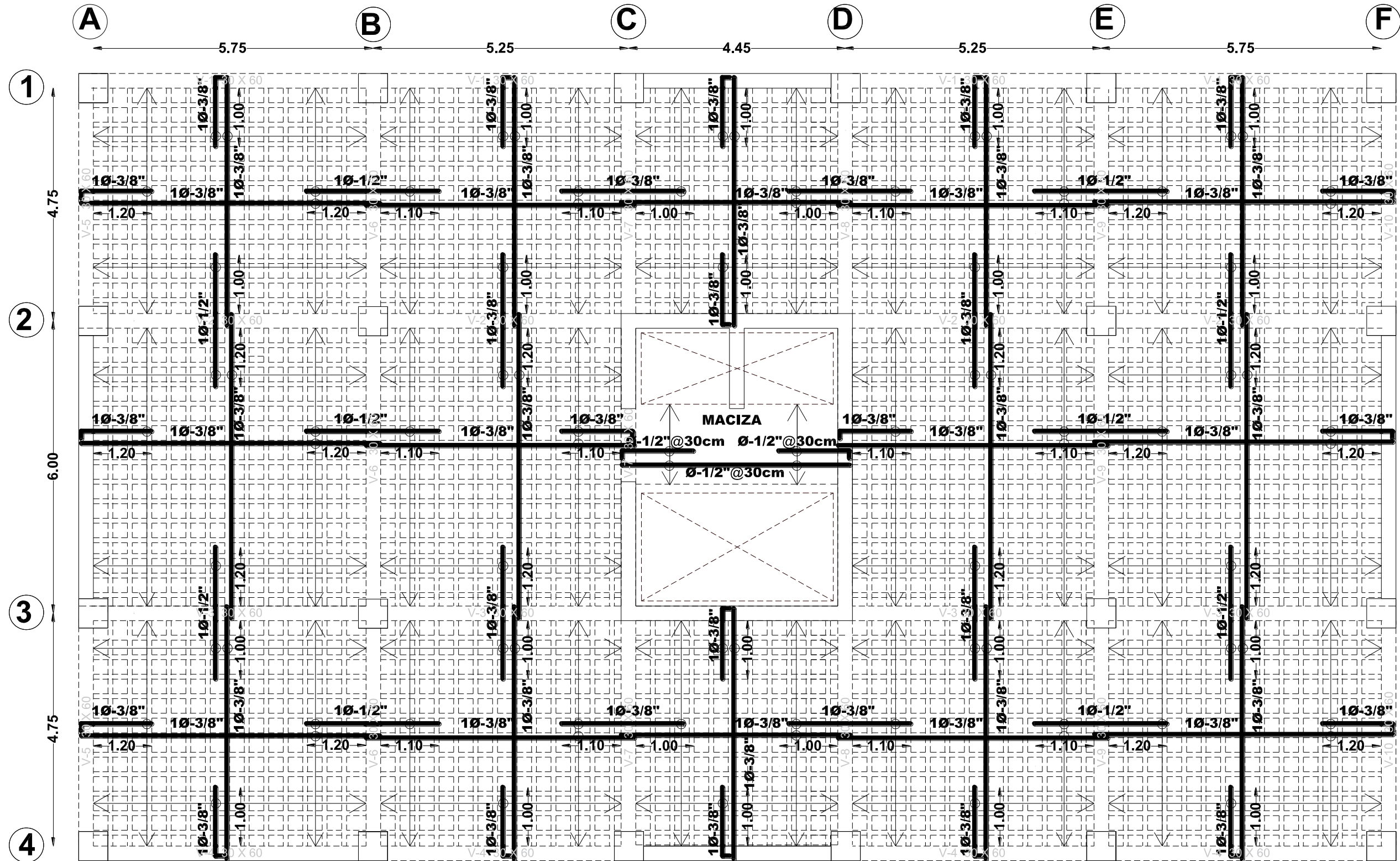
$$\Delta_{total} = 0.71 \text{ cm}$$

Comparamos la deflexión total con la deflexión máxima admisible

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 560/480$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 1.145 \text{ cm} \geq \Delta_B \text{ total} = 0.71 \text{ cm}$$

4.2.4.7 DETALLES DE LOSA ALIGERADA



SC: 1/50

Fuente: Elaboración propia

4.2.5 DISEÑO DE LAS LOSAS MACIZAS EN 2 DIRECCIONES

Diseñamos la losa del sótano 3. Para el diseño usamos los datos del análisis de las losas macizas en dos direcciones; todos los cálculos se harán de forma manual para la franja 1, 2,3,4,5 y para las demás franjas, usamos una plantilla.

4.2.5.1 MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO

Del análisis de las losas macizas en dos direcciones, obtenemos los datos.

Momentos para la dirección B

FRANJA 1,2,3,4,5										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
23147.9	69443.6	141115.7	71838.9	176479.1	70156.0	176479	71838.9	141115.7	69443.6	23147.9
FRANJA 6,7,9,10										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
35670.8	107012.3	192913	111544.7	37181.6		36445.1	109335	108513.4	102593.7	34197.9
FRANJA 13,14,15										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
				23145.5	69436.5	137217	71838.9	141115.7	69443.6	23147.9

Momentos para la dirección A

FRANJA 1,6						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
37891.2	113673.6	189902	94268.2	31422.7		
FRANJA 2,7						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
22315.3	66946.0	123991	63870.7	21290.2		
FRANJA 3,13						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
20044.7	60134.1	20044.7	0.0	20044.7	62476.3	20825.4
FRANJA 4,9,14						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
22315.3	66946.0	158847	63037.6	158846.9	66946.0	22315.3
FRANJA 5,10,15						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
37891.2	113673.6	211238	92135.7	211237.5	113673.6	37891.2

Fuerzas cortantes para la dirección B

FRANJA 1,2,3,4,5									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1004.44	1004.44	1898.18	1898.18	654.37	654.37	1898.18	1898.18	1004.44	1004.44
FRANJA 6,7,9,10									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1762.73	1762.73	2326.80	2326.80			2785.11	2785.11	2365.02	2365.02
FRANJA 13,14,15									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
				1707.06	1707.06	1898.18	1898.18	1004.44	1004.44

Fuerzas cortantes para la dirección A

FRANJA 1,6					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
2020.02	2020.02	1731.8	1731.8		
FRANJA 2,7					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1081.14	1081.14	1040.94	1040.94		
FRANJA 3,13					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1976.42	1976.42	1026.21	1026.21		
FRANJA 4,9,14					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1081.14	1081.14	642.93	642.93	1081.14	1081.14
FRANJA 5,10,15					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
2020.02	2020.02	1142.99	1142.99	2020.02	2020.02

4.2.5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Datos para el diseño:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}^2$$

$$d = 17.35 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

Momento de la franja 1, 2, 3, 4, 5

FRANJA 1,2,3,4,5										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
23147.9	69443.6	141115.7	71838.9	176479.1	70156.0	176479	71838.9	141115.7	69443.6	23147.9

$$A_s (-) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (-) = \frac{23147.9}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s (-) = 0.3530 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.3530 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.08 \text{ cm}$$

$$A_s (-) = \frac{23147.86}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0.08}{2})}$$

$$A_s (-) = 0.3538 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín } (-) = 0.0018 b d$$

$$As \text{ mín } (-) = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$As \text{ mín } (-) = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla } x b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (+) = \frac{69443.58}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0}{2})}$$

$$As (+) = 1.0589 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{1.0589 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.25 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{69443.58}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0.2509}{2})}$$

$$As (+) = 1.066 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín } (+) = 0.0018 b d$$

$$As \text{ mín } (+) = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$As \text{ mín } (+) = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla } x b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (-) = \frac{141115.7}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0}{2})}$$

$$As (-) = 2.1517 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{2.1517 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.5138 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{141115.7}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0.5138}{2})}$$

$$As (-) = 2.1840 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ m\u00edn} = 0.0018 b d$$

$$As \text{ m\u00edn} (-) = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$As \text{ m\u00edn} (-) = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (+) = \frac{71838.88}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0}{2})}$$

$$As (+) = 1.095 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{1.095 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.2597 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{71838.88}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0.2597}{2} \right)}$$

$$As (+) = 1.1036 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ m\u00edn} = 0.0018 b d$$

$$As \text{ m\u00edn} (+) = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$As \text{ m\u00edn} (+) = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla } x \text{ } b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As (-) = \frac{176479.1}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$As (-) = 2.6909 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{2.6909 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.6449 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{176479.1}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0.6449}{2} \right)}$$

$$A_s (-) = 2.7419 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} (-) = 0.0018 b d$$

$$A_s \text{ mín} (-) = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$A_s \text{ mín} (-) = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$A_s (+) = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s (+) = \frac{70155.98}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$A_s (+) = 1.069 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{1.069 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.2535 \text{ cm}$$

$$A_s (+) = \frac{70155.98}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0.2535}{2} \right)}$$

$$A_s (+) = 1.0776 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 b d$$

$$A_s \text{ mín} (+) = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$A_s \text{ mín} (+) = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{Avarilla \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (-) = \frac{176479}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0}{2})}$$

$$As (-) = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{2.69 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.6449 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{176479}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0.6449}{2})}$$

$$As (-) = 2.7419 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ m\u00edn } (-) = 0.0018 b d$$

$$As \text{ m\u00edn } (-) = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$As \text{ m\u00edn } (-) = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{Avarilla \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (+) = \frac{71838.8}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$A_s (+) = 0.2597 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{1.095 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.2597 \text{ cm}$$

$$A_s (+) = \frac{71838.8}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0.2597}{2} \right)}$$

$$A_s (+) = 1.1036 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín (+)} = 0.0018 b d$$

$$A_s \text{ mín (+)} = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$A_s \text{ mín (+)} = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla } \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$A_s (-) = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s (-) = \frac{141115.7}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$A_s (-) = 2.1517 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{2.1517 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.5138 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{141115.7}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0.08}{2} \right)}$$

$$As (-) = 2.1840 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín } (-) = 0.0018 b d$$

$$As \text{ mín } (-) = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$As \text{ mín } (-) = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla } \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As (+) = \frac{69443.58}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$As (+) = 1.058 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{1.058 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.25 \text{ cm}$$

$$As (+) = \frac{69443.58}{0.9 \times 4200 \left(17.35 - \frac{0.2509}{2} \right)}$$

$$As (+) = 1.066 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín (+)} = 0.0018 b d$$

$$As \text{ mín (+)} = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$As \text{ mín (+)} = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla } x b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As (-) = \frac{23147.9}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0}{2})}$$

$$As (-) = 0.3530 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.3530 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.08 \text{ cm}$$

$$As (-) = \frac{23147.86}{0.9 \times 4200 (17.35 - \frac{0.08}{2})}$$

$$As (-) = 0.3538 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín (-)} = 0.0018 b d$$

$$As \text{ mín (-)} = 0.0018 \times 100 \times 17.35$$

$$As \text{ mín (-)} = 3.123 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla } x b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.123}$$

$$s = 41.30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Diseño por flexión de la franja 1, 2, 3, 4, 5

FRANJA 1,2,3,4,5										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
23147.9	69443.6	141115.7	71838.9	176479.1	70156.0	176479	71838.9	141115.7	69443.6	23147.9
As	As	As	As	As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
3.123	3.123	3.123	3.123	3.123	3.123	3.123	3.123	3.123	3.123	3.123
s	s	s	s	s	s	s	s	s	s	s
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm

Diseño por flexión de la franja 6, 7, 9, 10

FRANJA 6,7,9,10										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
35670.8	107012.3	192913	111544.7	37181.6		36445.1	109335	108513.4	102593.7	34197.9
As	As	As	As	As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230		3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230
s	s	s	s	s	s	s	s	s	s	s
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm		Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm	Ø1/2"@40 cm

Diseño por flexión de la franja 13, 14, 15

FRANJA 13, 14, 15.										
MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)	MuB (+)	MuB (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
				23145.5	69436.5	137217	71838.9	141115.7	69443.6	23147.9
As	As	As	As	As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
				3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230
s	s	s	s	s	s	s	s	s	s	s
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
				Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm

Diseño por flexión de la franja 1, 6

FRANJA 1,6						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
37891.2	113673.6	189902	94268.2	31422.7		
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
3.123	3.123	3.123	3.123	3.123		
s	s	s	s	s	s	s
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm		

Diseño por flexión de la franja 2, 7

FRANJA 2,7						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
22315.3	66946.0	123991	63870.7	21290.2		
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230		
s	s	s	s	s	s	s
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm		

Diseño por flexión de la franja 3, 13

FRANJA 3,13						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
20044.7	60134.1	20044.7		20044.7	62476.3	20825.4
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
3.1230	3.1230	3.1230		3.1230	3.1230	3.1230
s	s	s	s	s	s	s
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm		Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm

Diseño por flexión de la franja 4, 9, 14

FRANJA 4,9,14						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
22315.3	66946.0	158847	63037.6	158846.9	66946.0	22315.3
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230	3.1230
s	s	s	s	s	s	s
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm

Diseño por flexión de la franja 5, 10, 15

FRANJA 5,10,15						
MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)	MuA (+)	MuA (-)
kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm	kgf -cm
37891.2	113673.6	211238	92135.7	211237.5	113673.6	37891.2
As	As	As	As	As	As	As
cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
3.1230	3.1230	3.2945	3.1230	3.2945	3.1230	3.1230
s	s	s	s	s	s	s
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 35 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 35 cm	Ø1/2" @ 40 cm	Ø1/2" @ 40 cm

4.2.5.3 VERIFICACIÓN POR CORTE

Datos para el cálculo:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}^2$$

$$d = 17.35 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

Franja 1, 2, 3, 4, 5

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times (100 \times 17.35)$$

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times (10 \times 21)$$

$$\phi V_n = 11326.71 \text{ kgf}$$

Comparamos el valor de la resistencia al corte ϕV_n con la cortante última V_u .

Verificación por corte de la franja 1, 2, 3, 4, 5

FRANJA 1,2,3,4,5									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1004.44	1004.44	1898.18	1898.18	654.37	654.37	1898.18	1898.18	1004.44	1004.44
ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71
OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 6, 7, 9, 10

FRANJA 6,7,9,10									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1762.73	1762.73	2326.80	2326.80			2785.11	2785.11	2365.02	2365.02
ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n	ϕV_n
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
11326.71	11326.71	11326.71	11326.71			11326.71	11326.71	11326.71	11326.71
OK	OK	OK	OK			OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 13, 14, 15

FRANJA 13,14,15									
VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.	VuB I.	VuB D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
				1707.06	1707.06	1898.18	1898.18	1004.44	1004.44
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
				11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71
				OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 1, 6

FRANJA 1,6					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
2020.02	2020.02	1731.8	1731.8		
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
11326.71	11326.71	11326.71	11326.71		
OK	OK	OK	OK		

Verificación por corte de la franja 2, 7

FRANJA 2,7					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1081.14	1081.14	1040.94	1040.94		
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
11326.71	11326.71	11326.71	11326.71		
OK	OK	OK	OK		

Verificación por corte de la franja 3, 13

FRANJA 3,13					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1976.42	1976.42	1026.21	1026.21		
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
11326.71	11326.71	11326.71	11326.71		
OK	OK	OK	OK		

Verificación por corte de la franja 4, 9, 14

FRANJA 4,9,14					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
1081.14	1081.14	642.93	642.93	1081.14	1081.14
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71
OK	OK	OK	OK	OK	OK

Verificación por corte de la franja 5, 10, 15

FRANJA 5,10,15					
VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.	VuA I.	VuA D.
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
2020.02	2020.02	1142.99	1142.99	2020.02	2020.02
ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn	ØVn
kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71	11326.71
OK	OK	OK	OK	OK	OK

4.2.5.4 CONTROL DE FISURACIÓN

Para elementos con exposición interior $Z \leq 31,000 \text{ kg/cm}$

$$Z = fs \sqrt[3]{dc Act}$$

$$fs = 0.6 fy$$

$$fs = 0.6 \times 4200$$

$$fs = 2520 \text{ kgf/cm}^2$$

$$dc = 2.635$$

$$Act = \frac{100 \times 2.635}{2.5}$$

$$Act = 105.4 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520x \sqrt[3]{2.635x105.4}$$

$$Z = 16431.075 \text{ kgf/cm} \leq 31000 \text{ kgf/cm}$$

4.2.5.5 REFUERZO POR TEMPERATURA

Para las losas armadas en dos direcciones, el área de refuerzo en ambas direcciones no debe ser menor que la requerida por retracción y temperatura. Si el refuerzo está distribuido en ambas caras de la losa, se debe repartir la cantidad calculada para ambas caras.

$$As \text{ mín} = \frac{0.0018x4200}{fy} x b x h$$

$$As \text{ mín} = \frac{0.0018x4200}{4200} x 100 x 20$$

$$As \text{ mín} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín} = 1.80 \text{ cm}^2 \text{ para ambas caras}$$

$$s = Av x \frac{\text{ancho}}{As}$$

$$s = 1.29 x \frac{100}{1.80}$$

$$s = 71.66 \text{ cm}$$

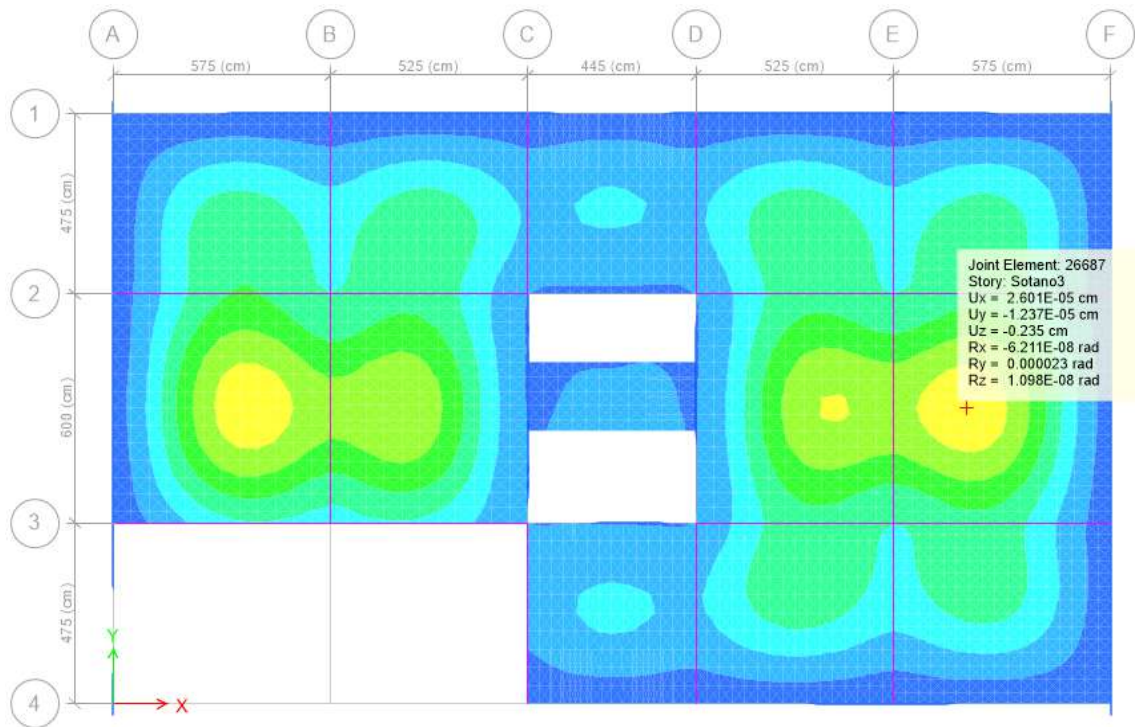
$$s \text{ máx} = 40 \text{ cm}$$

4.2.5.6 CONTROL DE DEFLEXIONES

Para calcular deflexiones, usamos la ecuación

$$\Delta \text{ total} = \text{Deflexión inmediata} x \lambda \Delta$$

Hallamos la máxima deflexión inmediata en el software etabs



Deflexión inmediata = deflexión del análisis en etabs (CM + CV)

Deflexión inmediata = 0.235 cm

Hallamos el factor $\lambda\Delta$

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

$$\xi = 2.00$$

$$\rho' = 0.0018$$

$$\lambda\Delta = \frac{2.00}{1 + 50 \times 0.0018}$$

$$\lambda\Delta = 1.83$$

Deflexión total

$$\Delta_{total} = \text{Deflexión inmediata} \times \lambda \Delta$$

$$\Delta_{total} = 0.235 \times 1.83$$

$$\Delta_{total} = 0.43 \text{ cm}$$

Comparamos la deflexión total con la deflexión máxima admisible

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 560/480$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 1.145 \text{ cm} \geq \Delta_{B \text{ total}} = 0.43 \text{ cm}$$

4.2.5.7 REFUERZO ESPECIAL EN LAS ESQUINAS

Paño 1

$$M_u \text{ máx} = 113673.6 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$A_s = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times \text{ancho}}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.12}$$

$$s = 41.34 \text{ cm}$$

acero superior : Ø1/2" @ 40 cm

acero inferior : Ø1/2" @ 40 cm

Paño 2

$$M_u \text{ máx} = 66946.0 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$A_s = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{Av \times ancho}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.12}$$

$$s = 41.34 \text{ cm}$$

acero superior : Ø1/2" @ 40 cm

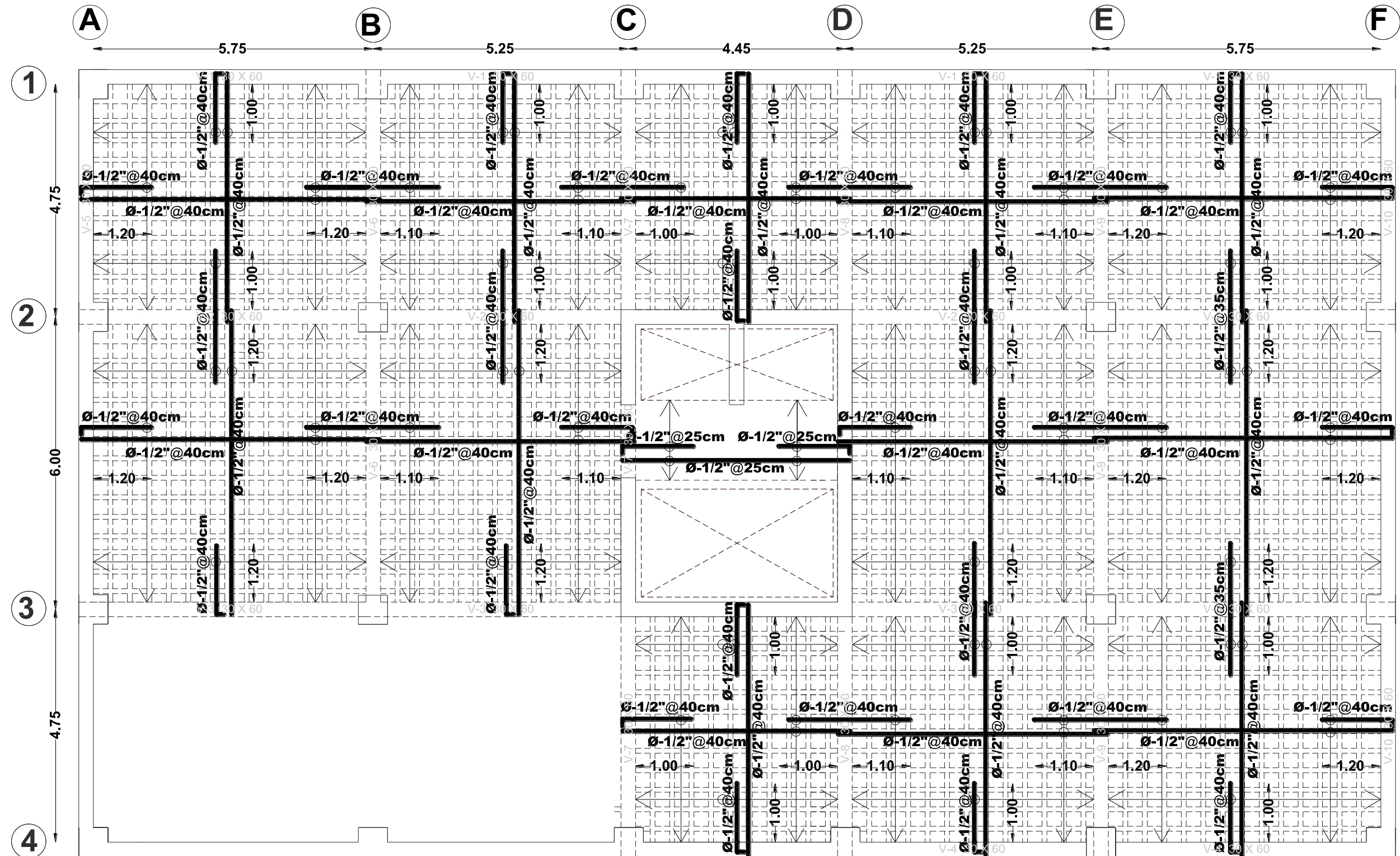
acero inferior : Ø1/2" @ 40 cm

Para reforzar las esquinas de los paños 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 13, 14, 15

acero superior : Ø1/2" @ 40 cm

acero inferior : Ø1/2" @ 40 cm

4.2.5.8 DETALLES DE LOSA MACIZA EN 2 DIRECCIONES



SC: 1/50

Fuente: Elaboración propia

4.2.6 DISEÑO DE LAS VIGAS

Diseñamos la viga 1-1 del tramo 2-3 del eje B del piso 1, para el diseño usamos los datos del análisis de vigas.

4.2.6.1 MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO

Del análisis de vigas, obtenemos los datos de la viga 1-1 del tramo 2-3.

Momentos de la viga 1-1 del tramo 2-3

Carga	M 3-3 Izq. kgf -cm	M 3-3 Med. kgf -cm	M 3-3 Der. kgf -cm
CM	-429338.5	324133.8	-431589.8
CV	-122182.81	97135.12	-122569.38
CE	1154.98	-1288.43	965.21
CS	111734.53	1953	110878.97

Combinación	Mu 3-3 Izq. kgf -cm	Mu 3-3 Med. kgf -cm	Mu 3-3 Der. kgf -cm
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-808784.71	618916.98	-812593.64
Comb.2=1.25(CM+CV)+CS	-577667.13	528539.11	-581819.98
Comb.3=1.25(CM+CV)-CS	-801136.19	524633.11	-803577.92
Comb.4=0.9CM+CS	-274670.14	293673.39	-277551.83
Comb.5=0.9CM-CS	-498139.20	289767.39	-499309.77
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	-806821.24	616726.65	-810952.78

Fuerzas cortantes de la viga 1-1 del tramo 2-3

Carga	V 2-2 Izq. kgf	V 2-2 Der. kgf
CM	-3651.9	3636.6
CV	-1094.76	1086.13
CE	26.89	-26.19
CS	884.49	881.63

Combinación	Vu 2-2 Izq. kgf	Vu 2-2 Der. kgf
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-6973.71	6937.61
Comb.2=1.25(CM+CV)+CS	-5048.80	6784.99
Comb.3=1.25(CM+CV)-CS	-6817.78	5021.73
Comb.4=0.9CM+CS	-2402.19	4154.53
Comb.5=0.9CM-CS	-4171.17	2391.27
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	-6928.00	6893.08

4.2.6.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Datos para el diseño:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Acero} = \emptyset 5/8 \text{ "}$$

$$d = 55.205 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.9$$

Diseño por flexión para momento 3-3 Izq.

$$A_s (-) = \frac{M_u}{\emptyset f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (-) = \frac{808784.71}{0.9 \times 4200 \times (55.205 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s (-) = 3.8758 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{3.8758 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 3.1259 \text{ cm}$$

$$A_s (-) = \frac{808784.71}{0.9 \times 4200 \times (55.205 - \frac{3.1259}{2})}$$

$$A_s (-) = 3.9887 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 55.205$$

$$A_s \text{ mín} = 4.00 \text{ cm}$$

$$A_s(-) : 2\emptyset 1/2" + 1\emptyset 5/8"$$

Diseño por flexión para momento 3-3 Med.

$$A_s (+) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (+) = \frac{618916.98}{0.9 \times 4200 \times (55.205 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s (+) = 2.9659 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{2.9659 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 2.3763 \text{ cm}$$

$$A_s (+) = \frac{618916.98}{0.9 \times 4200 \times (55.205 - \frac{2.3763}{2})}$$

$$A_s (+) = 3.0312 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 55.205$$

$$A_s \text{ mín} = 4.00 \text{ cm}$$

$$A_s(+): 2\emptyset 1/2" + 1\emptyset 5/8"$$

Diseño por flexión para momento 3-3 Der.

$$A_s (-) = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (-) = \frac{812593.64}{0.9 \times 4200 \times (55.205 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s (-) = 3.8941 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{3.8941 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 3.1411 \text{ cm}$$

$$A_s (-) = \frac{812593.64}{0.9 \times 4200 \times (55.205 - \frac{3.1411}{2})}$$

$$A_s (-) = 4.0081 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 55.205$$

$$A_s \text{ mín} = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) : 2\emptyset 1/2" + 1\emptyset 5/8"$$

4.2.6.3 DISEÑO POR CORTE

Datos para el cálculo:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}^2$$

$$d = 55.205 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

Verificamos si el concreto soporta la fuerza cortante última, si no diseñamos el refuerzo transversal por corte

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_u = 6973.71 \text{ kgf}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b w d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} x (30 x 55.205)$$

$$V_c = 12719.94 \text{ kgf}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{6973.71}{0.85} - 12719.94$$

$$V_s = -4515.57 \text{ kgf}$$

No necesitamos diseñar por corte

Refuerzo transversal para las vigas resistentes a cargas del sismo

Para barras longitudinales 5/8" → $\phi = 8 \text{ mm}$

Para la zona de confinamiento

$$L_c = \text{longitud de confinamiento} = 2 h = 2 x 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$s = \frac{d}{4}$$

$$s = \frac{55.205}{4}$$

$$s = 13.80 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ db longitudinal}$$

$$s = 10 \times 1.59$$

$$s = 15.90 \text{ cm}$$

$$s = 24 \text{ db estribo}$$

$$s = 24 \times 0.8 \text{ cm}$$

$$s = 19.20 \text{ cm}$$

est. $\emptyset 8 \text{ mm}$: 1 @ 10 cm ; Rto @ 15 cm

Para la zona central

$$s = 0.5 d$$

$$s = 0.5 \times 55.205$$

$$s = 27.60 \text{ cm}$$

est. $\emptyset 8 \text{ mm}$: 1 @ 25 cm ; Rto @ 25 cm

4.2.6.4 CONTROL DE LA FISURACIÓN

$$Z = fs \sqrt[3]{dc Act}$$

$$fs = 0.6 fy$$

$$fs = 0.6 \times 4200$$

$$fs = 2520 \text{ kgf/cm}^2$$

$$dc = 4.795 \text{ cm}$$

$$Act = 30 \times \frac{4.795}{3}$$

$$Act = 47.95 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 \times \sqrt[3]{4.795 \times 47.95}$$

$$Z = 15438.06 \text{ kgf/cm}^2$$

4.2.6.5 RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t}$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f_c}$$

$$f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 20.59 \text{ MP}$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{20.59}$$

$$f_r = 2.81 \text{ MP}$$

$$I_g = \frac{B \times h^3}{12}$$

$$I_g = \frac{0.30 \times 0.60^3}{12}$$

$$I_g = 0.054 \text{ m}^4$$

$$Y_t = h/2$$

$$Y_t = 0.60/2$$

$$Y_t = 0.30 \text{ m}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 \times \frac{2.81 \times 0.054}{0.30}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 \times 0.05058 \text{ MN} - \text{m} = 618926.90 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi M_n = A_s \times \phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

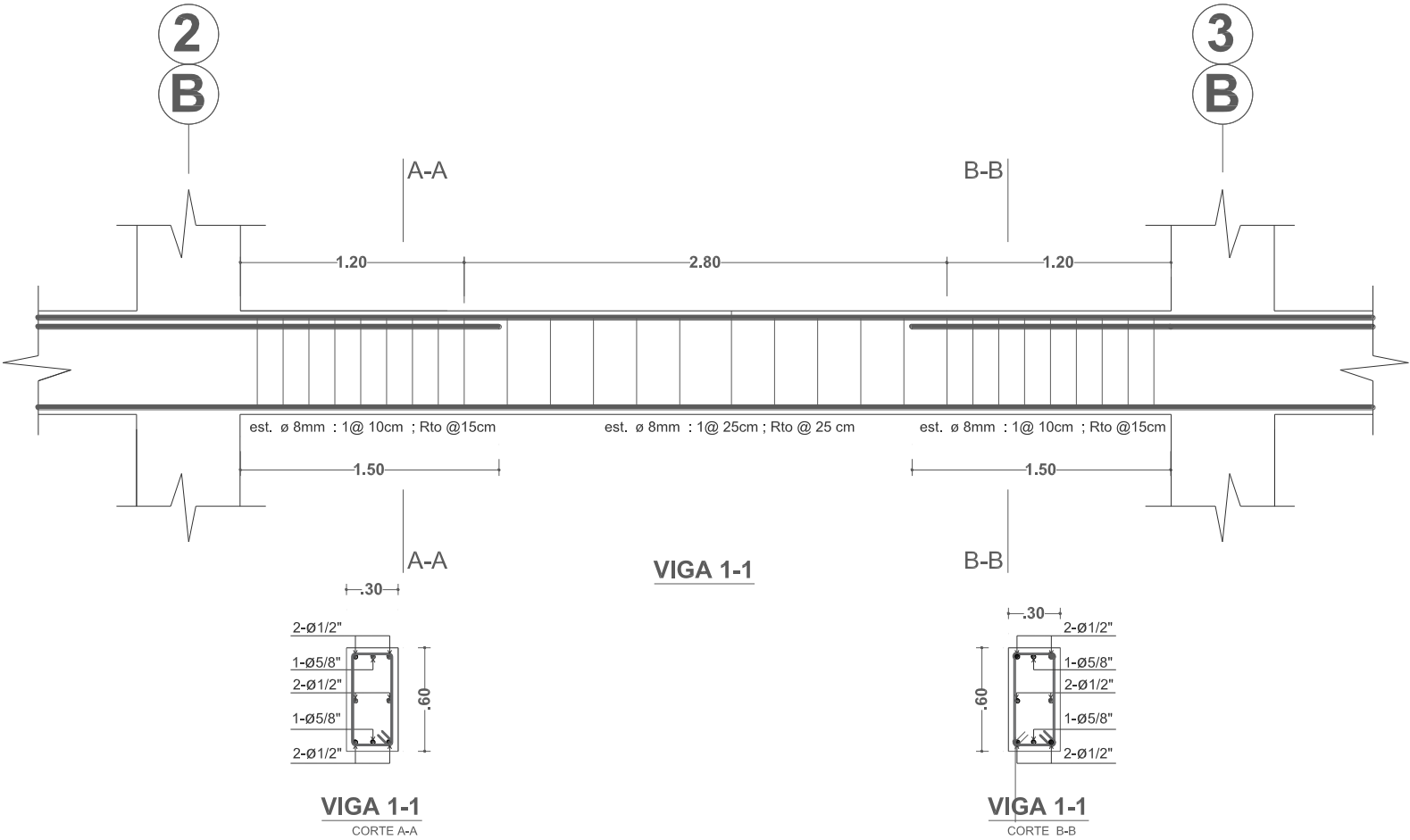
$$A_s = 4 (1.29) + 2 (1.99)$$

$$A_s = 9.06 \text{ cm}^2 \quad f_y = \frac{4200 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} \quad d = 57.20 \text{ cm} \quad a = 7.1$$

$$\phi M_n = 9.06 \times 0.90 \times 4200 \left(57.20 - \frac{7.1}{2} \right) = 1854464.22 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \dots \dots \text{OK}$$

4.2.6.6 DETALLES DE LA VIGA 1-1



SC: 1/25

Fuente: Elaboración propia

4.2.7 DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño se hace para ambas direcciones del plano, en cada dirección consideramos la flexo compresión biaxial, diseñamos la columna C-11.

4.2.7.1 FUERZAS AXIALES, MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO

Para la dirección X

Fuerzas axiales de la columna C-11

Carga	F 1-1 Tnf
CM	-110.026
CV	-21.272
CE	-0.709
CSx	10.895

Combinación	Fu 1-1 Tnf
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-190.198
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSx	-153.227
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSx	-175.016
Comb.4=0.9CM+CSx	-88.128
Comb.5=0.9CM-CSx	-109.918
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	-191.402

Momentos de la columna C-11

Carga	M 2-2 Superior Tnf-m	M 2-2 Inferior Tnf-m
CM	-1.295	2.365
CV	-0.570	1.184
CE	0.066	-0.295
CSx	0.203	0.512

Combinación	Mu 2-2 Superior	Mu 2-2 Inferior
	Tnf-m	Tnf-m
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-2.782	5.324
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSx	-2.128	4.948
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSx	-2.534	3.925
Comb.4=0.9CM+CSx	-0.963	2.641
Comb.5=0.9CM-CSx	-1.368	1.617
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	-2.670	4.822

Carga	M 3-3 Superior	M 3-3 Inferior
	Tnf-m	Tnf-m
CM	0.962	-1.635
CV	0.165	-0.291
CE	0.089	-0.270
CSx	2.782	7.625

Combinación	Mu 3-3 Superior	Mu 3-3 Inferior
	Tnf-m	Tnf-m
Comb.1=1.4CM+1.7CV	1.628	-2.783
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSx	4.191	5.217
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSx	-1.372	-10.032
Comb.4=0.9CM+CSx	3.648	6.153
Comb.5=0.9CM-CSx	-1.916	-9.096
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	1.779	-3.242

Fuerzas cortantes de la columna C-11

Carga	V 2-2 Superior	V 2-2 Inferior
	Tnf	Tnf
CM	-1.154	-1.154
CV	-0.203	-0.203
CE	-0.159	-0.159
CSx	4.624	4.624

Combinación	Vu 2-2 Superior	Vu 2-2 Inferior
	Tnf	Tnf
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-1.961	-1.961
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSx	2.928	2.928
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSx	-6.321	-6.321
Comb.4=0.9CM+CSx	3.585	3.585
Comb.5=0.9CM-CSx	-5.663	-5.663
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	-2.232	-2.232

Para la dirección Y

Fuerzas axiales de la columna C-11

Carga	F 1-1 Tnf
CM	-110.026
CV	-21.272
CE	-0.709
CSx	6.077

Momentos de la columna C-11

Carga	M 2-2 Superior Tnf-m	M 2-2 Inferior Tnf-m
CM	-1.295	2.365
CV	-0.570	1.184
CE	0.066	-0.295
CSy	4.794	1.307

Combinad ón	Mu 2-2 Superior Tnf-m	Mu 2-2 Inferior Tnf-m
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-2.782	5.324
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSy	2.463	5.743
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSy	-7.125	3.130
Comb.4=0.9CM+CSy	3.628	3.436
Comb.5=0.9CM-CSy	-5.959	0.822
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	-2.670	4.822

Carga	M 3-3 Superior Tnf-m	M 3-3 Inferior Tnf-m
CM	0.962	-1.635
CV	0.165	-0.291
CE	0.089	-0.270
CSy	0.183	0.454

Combinación	Mu 3-3 Superior	Mu 3-3 Inferior
	Tnf-m	Tnf-m
Comb.1=1.4CM+1.7CV	1.628	-2.783
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSy	1.593	-1.954
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSy	1.226	-2.861
Comb.4=0.9CM+CSy	1.049	-1.018
Comb.5=0.9CM-CSy	0.683	-1.925
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	1.779	-3.242

Fuerzas cortantes de la columna C-11

Carga	V 3-3 Superior	V 3-3 Inferior
	Tnf	Tnf
CM	1.627	1.627
CV	0.779	0.779
CE	-0.160	-0.160
CSy	2.709	2.709

Combinación	Vu 3-3 Superior	Vu 3-3 Inferior
	Tnf	Tnf
Comb.1=1.4CM+1.7CV	3.603	3.603
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSy	5.717	5.717
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSy	0.298	0.298
Comb.4=0.9CM+CSy	4.174	4.174
Comb.5=0.9CM-CSy	-1.245	-1.245
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	3.330	3.330

4.2.7.2 DISEÑO EN LA DIRECCIÓN X

4.2.7.2.1 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ

Para columnas arriostradas

$$\frac{k l u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Hallamos k

$$\psi = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)}$$

$$\psi A = \frac{\frac{217370.65 \times 0.7 \times \left(\frac{60 \times 60^3}{12}\right)}{285} + \frac{217370.65 \times 0.7 \times \left(\frac{60 \times 60^3}{12}\right)}{285}}{\frac{217370.65 \times 0.35 \times \left(\frac{30 \times 60^3}{12}\right)}{525} + \frac{217370.65 \times 0.35 \times \left(\frac{30 \times 60^3}{12}\right)}{575}}$$

$$\psi A = \frac{1153208501.05}{149702221.565}$$

$$\psi A = 7.703$$

$$\psi B = \frac{\frac{217370.65 \times 0.7 \times \left(\frac{60 \times 60^3}{12}\right)}{285} + \frac{217370.65 \times 0.7 \times \left(\frac{60 \times 60^3}{12}\right)}{285}}{\frac{217370.65 \times 0.35 \times \left(\frac{30 \times 60^3}{12}\right)}{525} + \frac{217370.65 \times 0.35 \times \left(\frac{30 \times 60^3}{12}\right)}{575}}$$

$$\psi B = \frac{1153208501.05}{149702221.565}$$

$$\psi B = 7.703$$

Entramos a los monogramas de Jackson & Moreland

$$k = 0.95$$

$$lu = 2.25 \text{ m}$$

$$r = 0.3 h$$

$$r = 0.3 \times 0.6$$

$$r = 0.18 \text{ m}$$

$$M1 = 4.191 \text{ tnf} - m$$

$$M2 = 5.217 \text{ tnf} - m$$

Resolvemos la ecuación y verificamos la esbeltez

$$\frac{k lu}{r} \leq 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

$$\frac{k l u}{r} = \frac{0.95 \times 2.25}{0.18}$$

$$\frac{k l u}{r} = 11.88$$

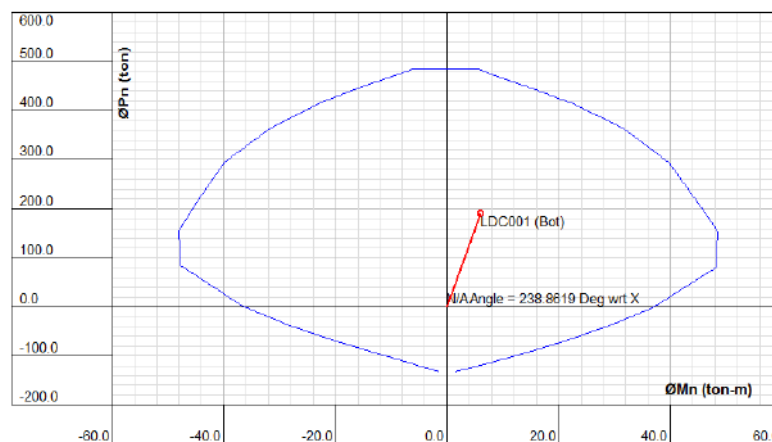
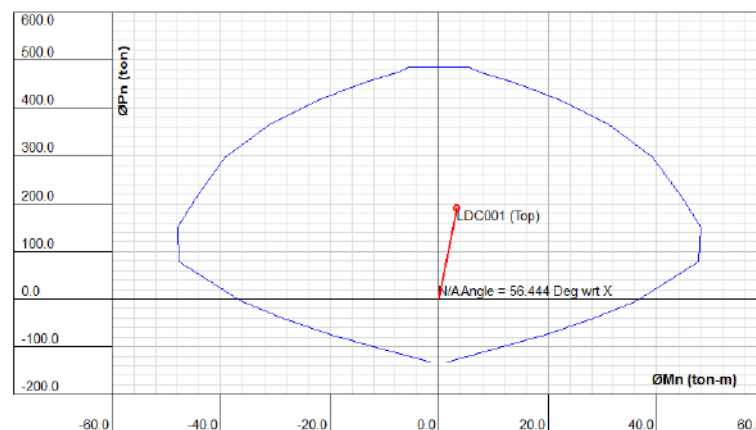
$$34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34 - 12 \times \frac{4.191}{5.217}$$

$$34 - 12 \frac{M1}{M2} = 24.359 \quad 11.88 \leq 24.359 \rightarrow \text{no se considera el efecto de esbeltez}$$

4.2.7.2.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXIAL

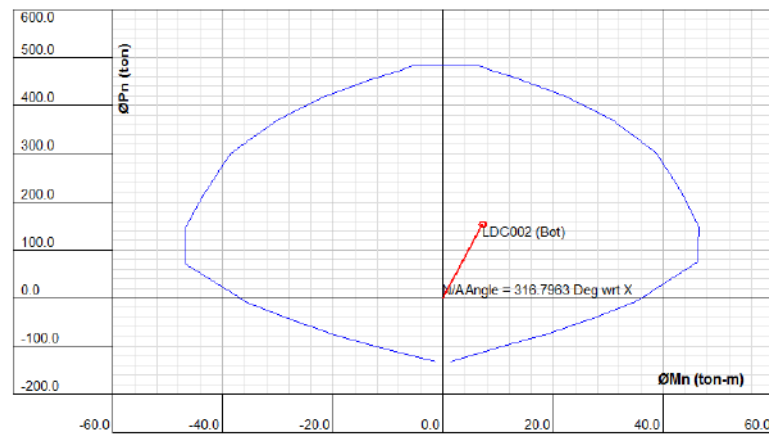
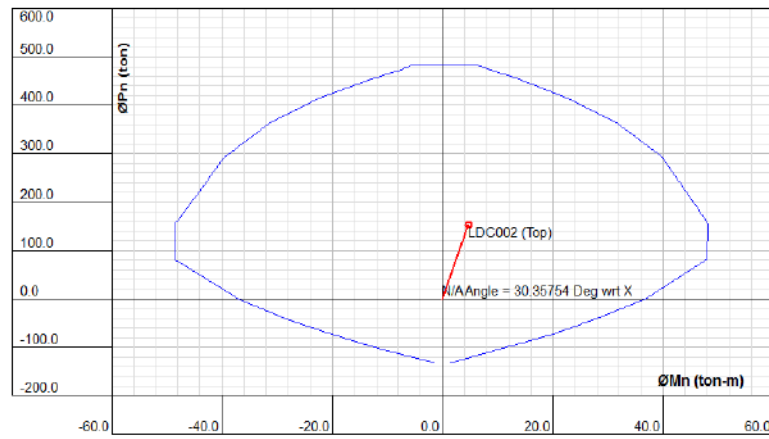
Consideramos las combinaciones de carga en la dirección X. Para comenzar el diseño, consideramos la cuantía mínima de 0.01 para columnas.

Diagrama de interacción para la combinación 1



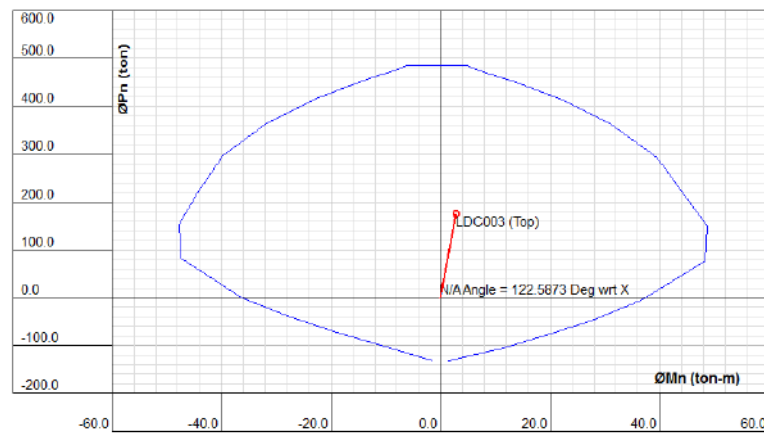
Fuente: Elaboración propia

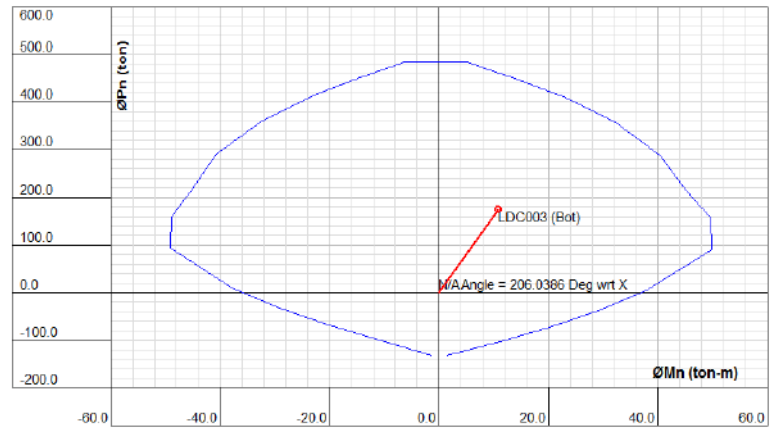
Diagrama de interacción para la combinación 2



Fuente: Elaboración propia

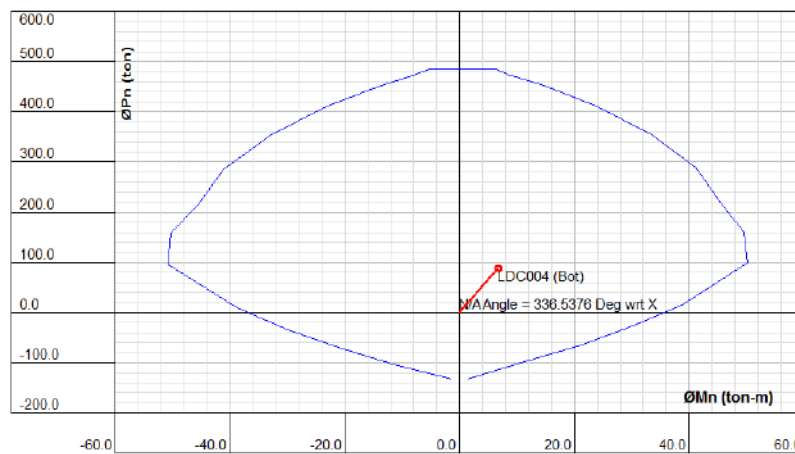
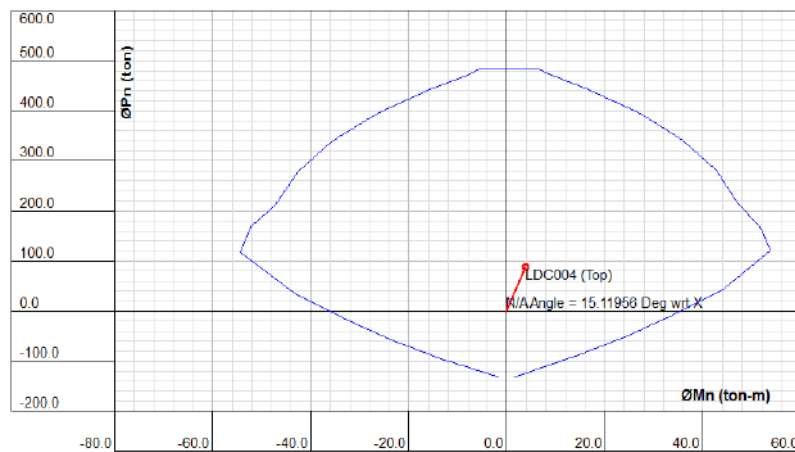
Diagrama de interacción para la combinación 3





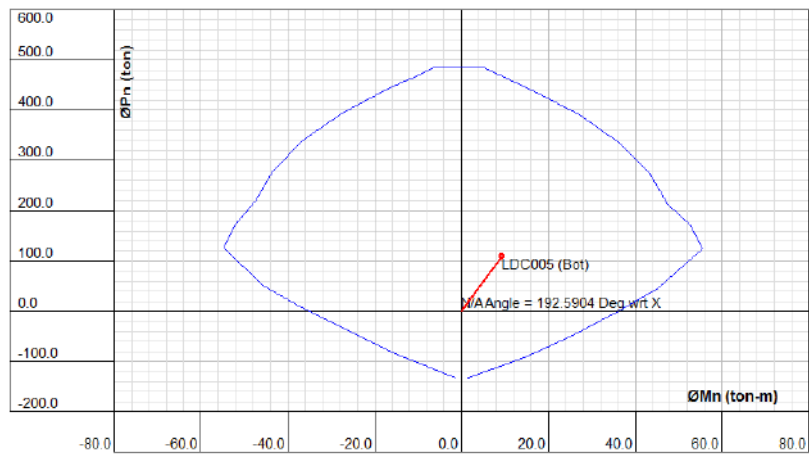
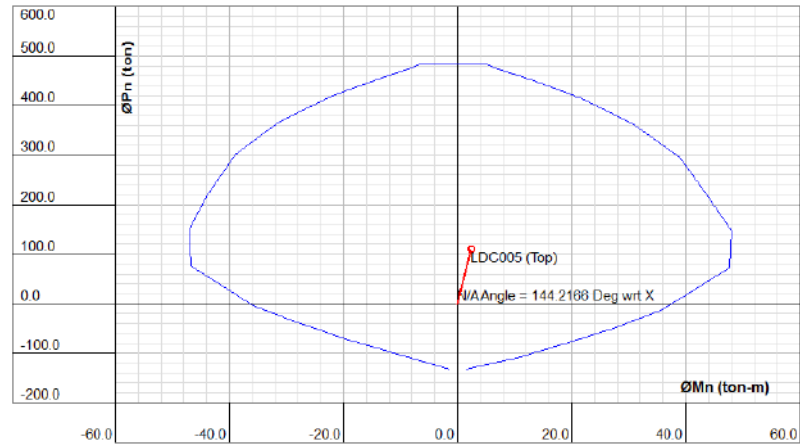
Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 4



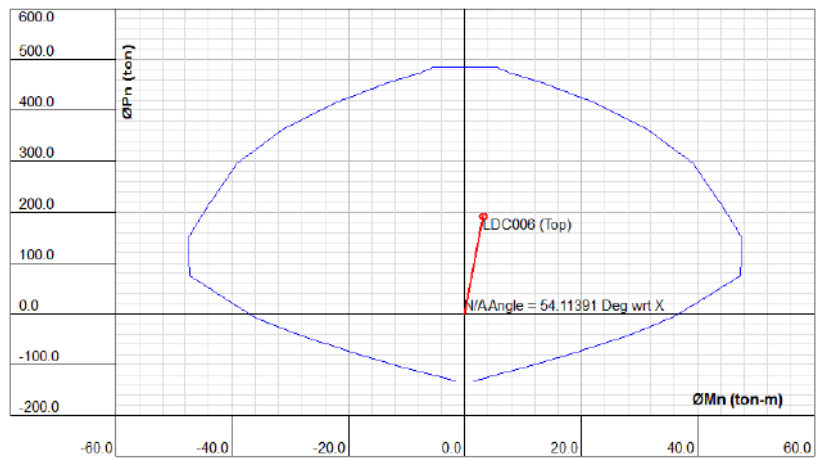
Fuente: Elaboración propia

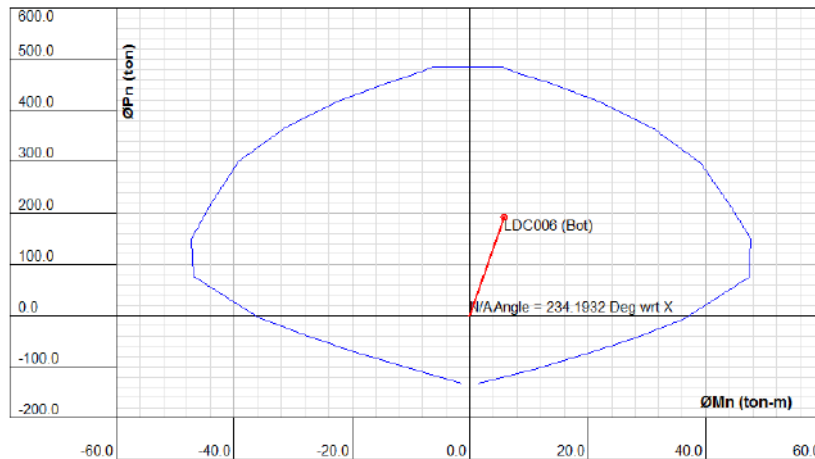
Diagrama de interacción para la combinación 5



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 6





Fuente: Elaboración propia

4.2.7.2.3 DISEÑO POR CORTE

Datos para el cálculo:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$$

$$\rho_w = 0.01$$

$$b_w = 60 \text{ cm}$$

$$d = 55.21 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

Calculamos V_c

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = (0.5x\sqrt{f'_c} + 176\rho_w(\frac{Vu d}{Mu - Nu \frac{4h - d}{8}}))b_w d$$

$$V_c = (0.5x\sqrt{210} + 176x0.01x\frac{-1960.96x55.21}{162805.715 - (190197.6)\frac{4x60 - 55.21}{8}})60x55.21$$

$$V_c = 24149.04 \text{ kgf}$$

Vc no debe ser mayor que

$$V_c = 0.93x\sqrt{f_c} bw d \sqrt{1 + \frac{Nu}{35Ag}}$$

$$V_c = 0.93x\sqrt{210} x 60x 55.21 \sqrt{1 + \frac{190197.6}{35x60x55.21}}$$

$$V_c = 72539.57 \text{ kgf}$$

Calculamos Vs para la combinación 1

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{1960.96}{0.85} - 24149.04$$

$$V_s = -21842.02 \text{ kgf} \rightarrow \text{no necesitamos diseñar por corte}$$

Calculamos Vs para las demás combinaciones

Combinacion	Vc	Vs
	kgf	kgf
Combinacion 2	23697.899	-20253.152
Combinacion 3	24486.533	-31922.633
Combinacion 4	23309.333	-19091.279
Combinacion 5	24667.374	-31330.166
Combinacion 6	24169.150	-26794.653

El valor Vs es negativo y no necesitamos diseñar por corte.

Refuerzo transversal para columnas resistentes a cargas de sismo

Para barras longitudinales 5/8" → Ø = 8 mm

Para la zona de confinamiento

S₀ = 8 db longitudinal

$$S_0 = 8 \times 1.59$$

$$S_0 = 12.72 \text{ cm}$$

$$S_0 = \frac{\textit{lado menor}}{2}$$

$$S_0 = \frac{60}{2}$$

$$S_0 = 30 \text{ cm}$$

$$S_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_0 = \frac{\textit{Luz libre}}{6}$$

$$L_0 = \frac{225}{6}$$

$$L_0 = 37.5 \text{ cm}$$

$L_0 = \textit{Mayor dimensión de la sección}$

$$L_0 = 60 \text{ cm}$$

$$L_0 = 50 \text{ cm}$$

est. $\emptyset 8 \text{ mm} : 1 @ 10 \text{ cm} ; Rto @ 10 \text{ cm}$

Para la zona central

$S_0 = 16 \text{ db longitudinal}$

$$S_0 = 16 \times 1.59$$

$$S_0 = 25.44 \text{ cm}$$

$S_0 = 48 \text{ db estribo}$

$$S_0 = 48 \times 0.8$$

$$S_0 = 38.4 \text{ cm}$$

$S_0 =$ menor dimensión de la sección

$$S_0 = 60 \text{ cm}$$

$$S_0 = 30 \text{ cm}$$

est. $\emptyset 8 \text{ mm} : 1 @ 25 \text{ cm} ; Rto @ 25 \text{ cm}$

4.2.7.2.4 RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN EN LAS COLUMNAS

Para $P_u \geq 0.1 \times f_c \times A_g$ debe cumplir la fórmula:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

Para la dirección XX

Hallamos M_{nv} para vigas con la fórmula de diseño por flexión de vigas:

$$\emptyset M_{nv} = A_s \times \emptyset f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$A_s = 4 (1.29) + 2 (1.99)$$

$$A_s = 9.06 \text{ cm}^2 \quad f_y = \frac{4200 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} \quad d = 57.20 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c \times b}$$

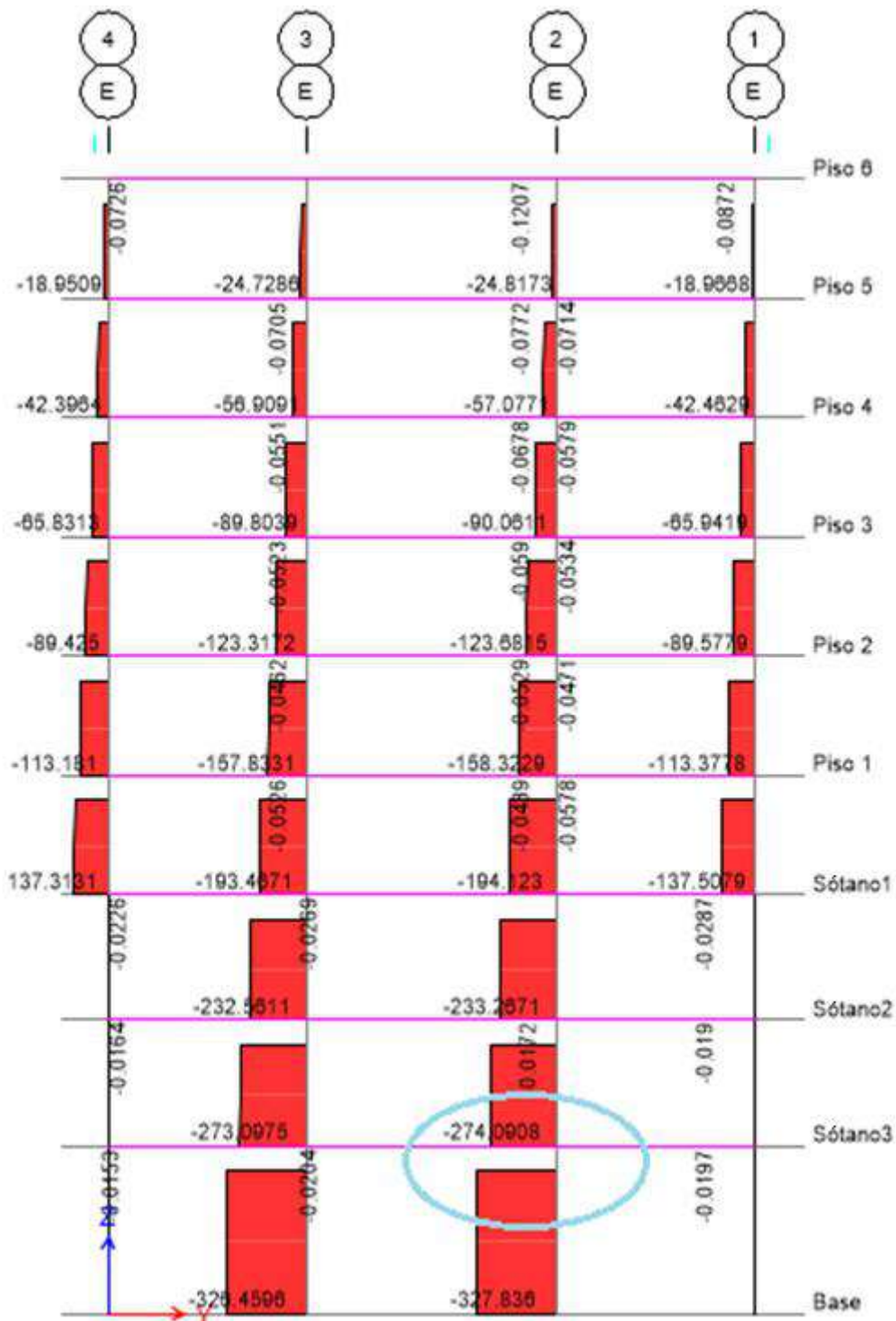
$$a = \frac{9.06 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 7.1 \text{ cm}$$

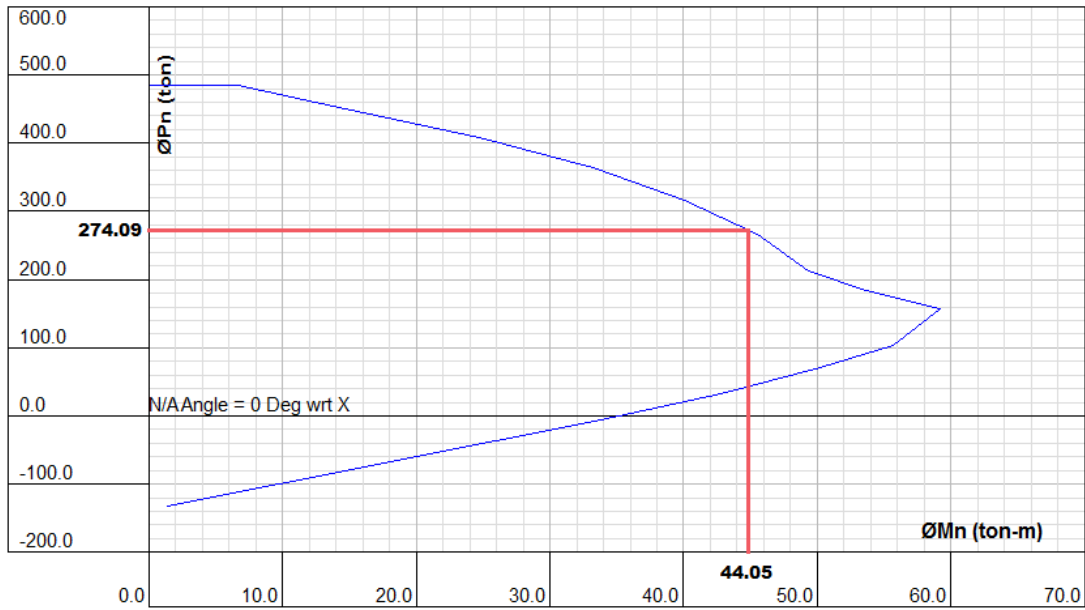
$$\emptyset M_{nv} = 9.06 \times 0.85 \times 4200 \left(57.20 - \frac{7.1}{2} \right)$$

$$\emptyset M_{nv} = 1735266 \text{ kgf} - \text{cm} \quad \text{Para ambos lados.}$$

Hallamos M_{nc} para las columnas con el gráfico del diagrama de interacción



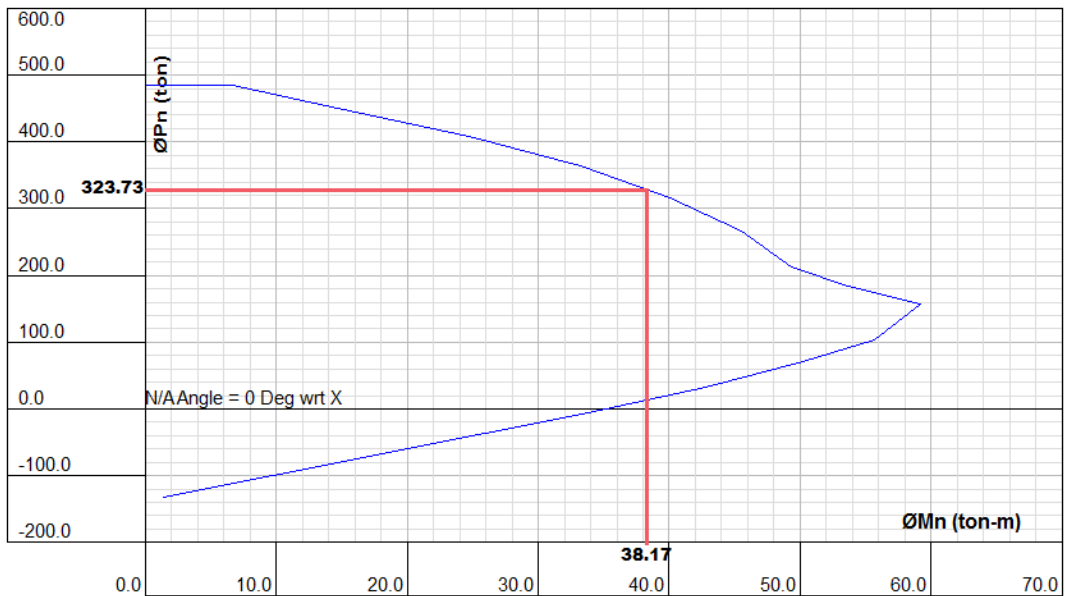
Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

$$Pu = 274.09 \text{ tnf}$$

$$\emptyset Mnc = 44.05 \text{ Tn} - m = 4405000 \text{ kgf} - cm$$



Fuente: Elaboración propia

$$Pu = 323.73 \text{ tnf}$$

$$\emptyset Mnc = 38.17 \text{ Tn} - m = 3817000 \text{ kgf} - cm$$

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

$$\sum M_{nc} = 4405000 + 3817000 = 8222000 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\sum 1.2 M_{nv} = 1.2 (1735266 + 1735266) = 4164638 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv} \dots OK$$

4.2.7.3 DISEÑO EN LA DIRECCIÓN Y

4.2.7.3.1 CÁLCULO DE LA ESBELTEZ

Para columnas arriostradas

$$\frac{k l u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Hallamos k

$$\psi = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)}$$

$$\psi A = \frac{\frac{217370.65 \times 0.7 \times \left(\frac{60 \times 60^3}{12}\right)}{285} + \frac{217370.65 \times 0.7 \times \left(\frac{60 \times 60^3}{12}\right)}{285}}{\frac{217370.65 \times 0.35 \times \left(\frac{30 \times 60^3}{12}\right)}{600} + \frac{217370.65 \times 0.35 \times \left(\frac{30 \times 60^3}{12}\right)}{475}}$$

$$\psi A = 7.44$$

$$\psi B = \frac{\frac{217370.65 \times 0.7 \times \left(\frac{60 \times 60^3}{12}\right)}{285} + \frac{217370.65 \times 0.7 \times \left(\frac{60 \times 60^3}{12}\right)}{285}}{\frac{217370.65 \times 0.35 \times \left(\frac{30 \times 60^3}{12}\right)}{600} + \frac{217370.65 \times 0.35 \times \left(\frac{30 \times 60^3}{12}\right)}{475}}$$

$$\psi B = 7.44$$

Entramos a los monogramas de Jackson & Moreland

$$k = 0.94$$

$$lu = 2.25 \text{ m}$$

$$r = 0.3 h$$

$$r = 0.3 \times 0.6$$

$$r = 0.18 \text{ m}$$

$$M1 = 2.463 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$M2 = 5.743 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Resolvemos la ecuación y verificamos la esbeltez

$$\frac{k lu}{r} \leq 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

$$\frac{k lu}{r} = \frac{0.94 \times 2.25}{0.18}$$

$$\frac{k lu}{r} = 11.75$$

$$34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34 - 12 \times \frac{2.463}{5.743}$$

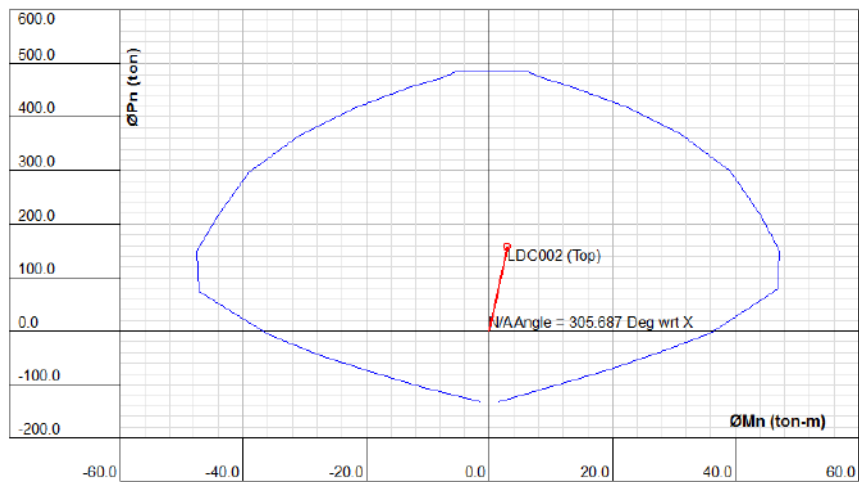
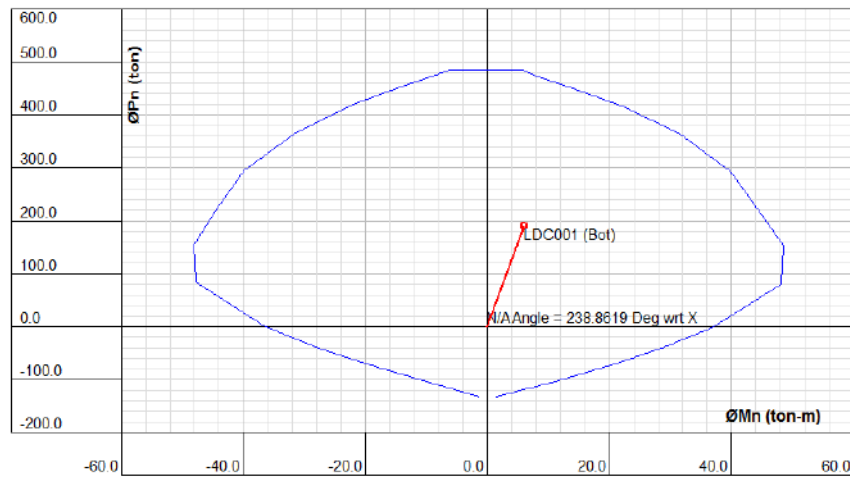
$$34 - 12 \frac{M1}{M2} = 28.85$$

$$11.88 \leq 28.85 \rightarrow \text{no se considera el efecto de esbeltez}$$

4.2.7.3.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL

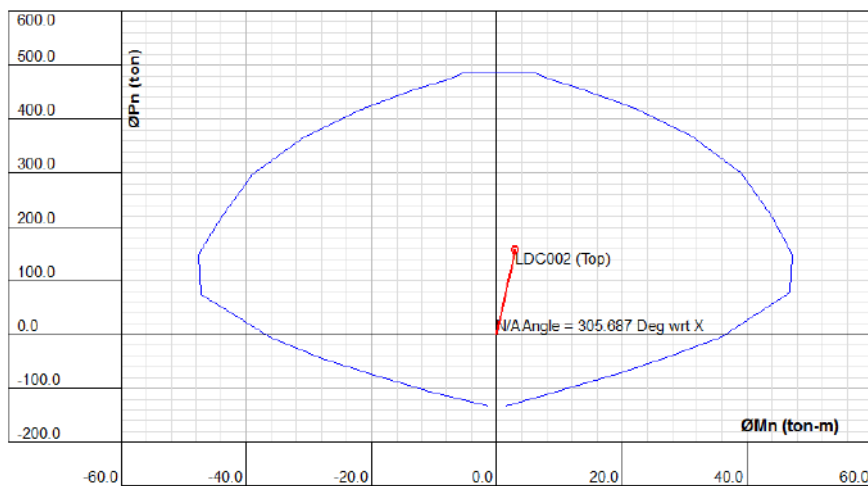
Consideramos las combinaciones de carga en la dirección Y. Para comenzar el diseño, consideramos la cuantía mínima de 0.01 para columnas.

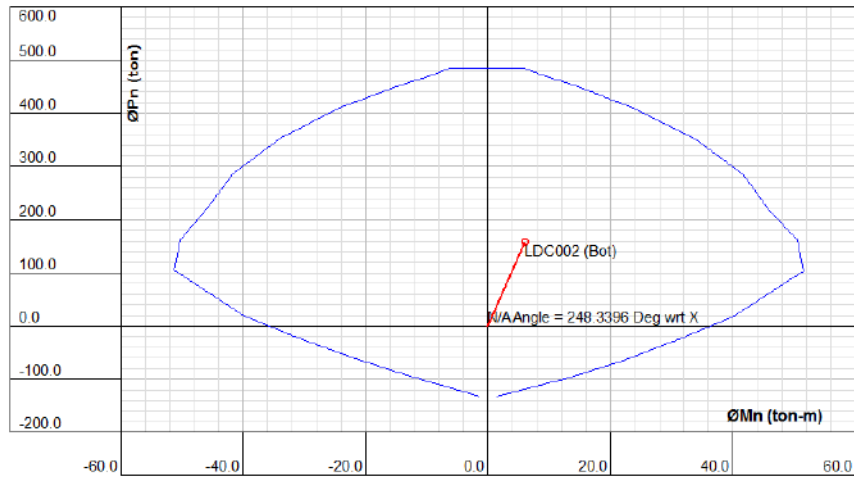
Diagrama de interacción para la combinación 1



Fuente: Elaboración propia

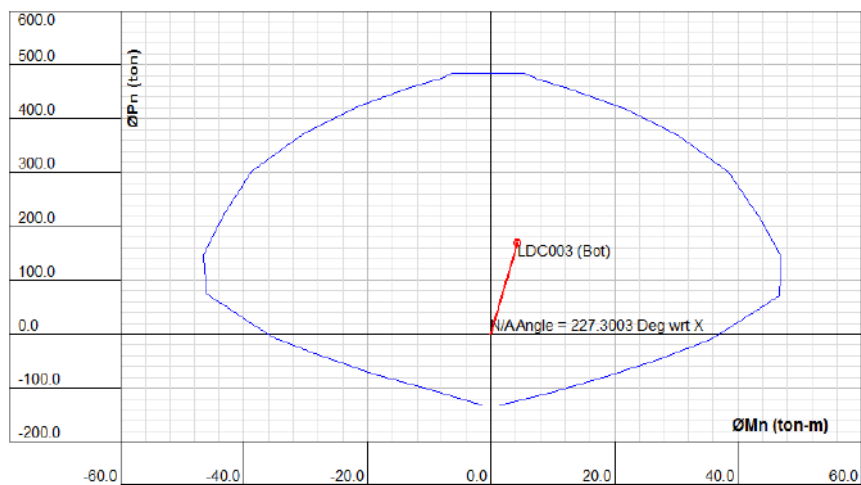
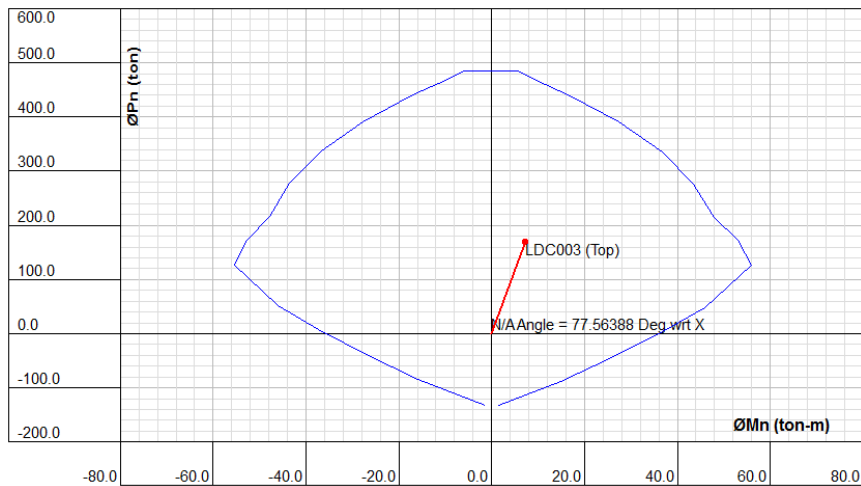
Diagrama de interacción para la combinación 2





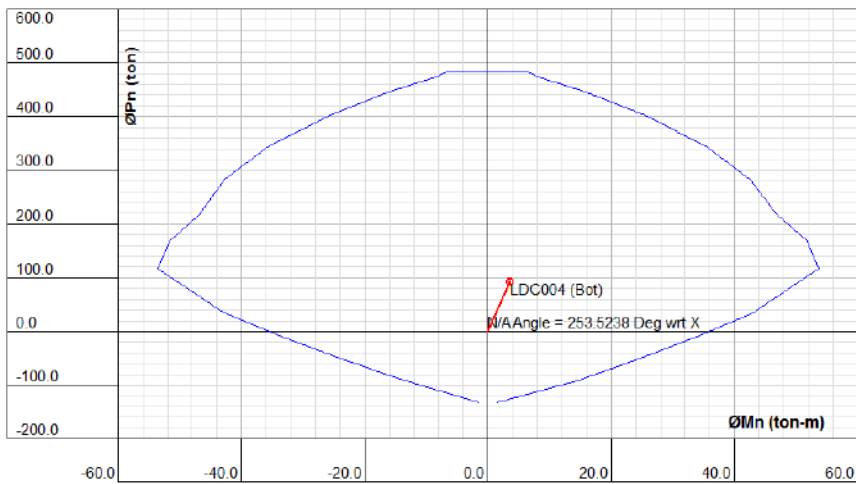
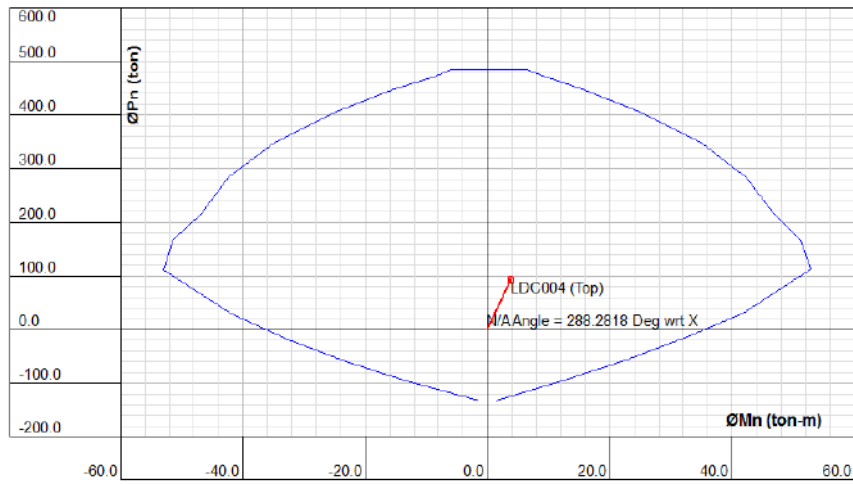
Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 3



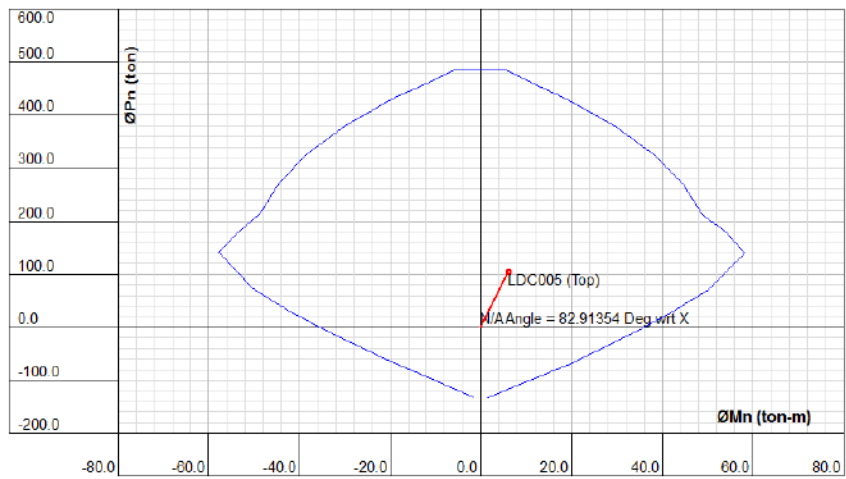
Fuente: Elaboración propia

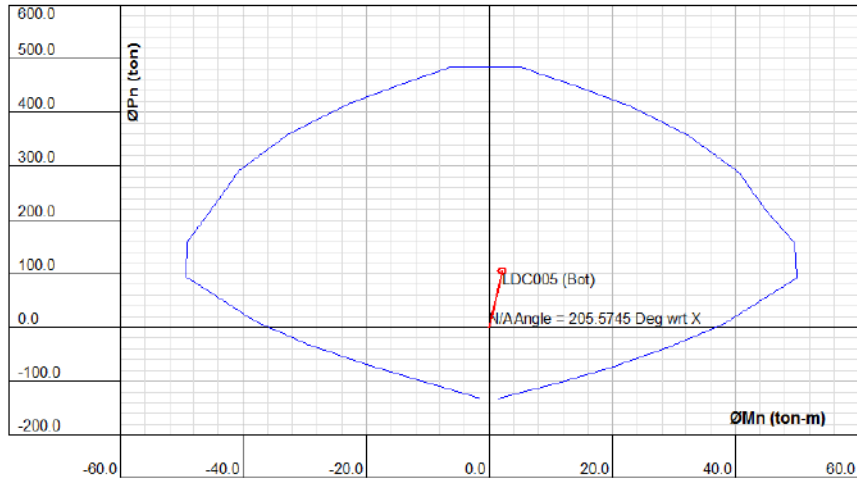
Diagrama de interacción para la combinación 4



Fuente: Elaboración propia

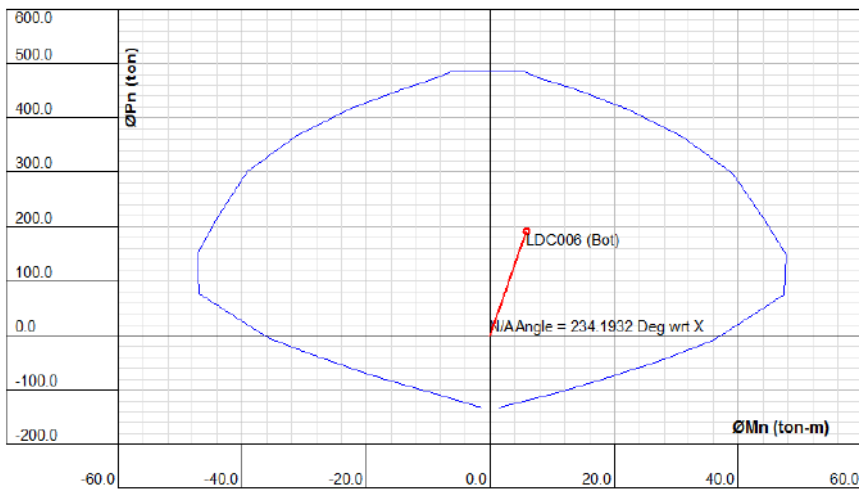
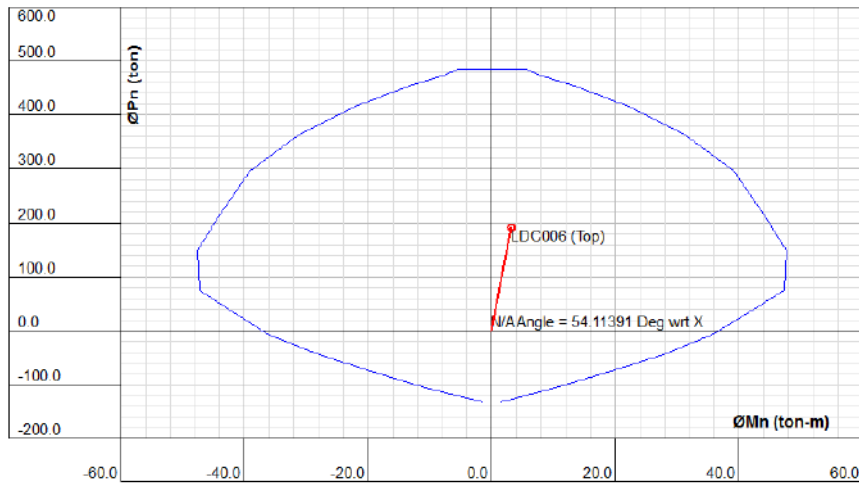
Diagrama de interacción para la combinación 5





Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 6



Fuente: Elaboración propia

4.2.7.3.3 DISEÑO POR CORTE

Datos para el cálculo:

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \quad f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2 \quad \rho_w = 0.01 \quad b_w = 60 \text{ cm}$$

$$d = 55.21 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad \phi = 0.85$$

Calculamos V_c

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = (0.5x\sqrt{f'_c} + 176\rho_w(\frac{Vu d}{Mu - Nu \frac{4h - d}{8}}))b_w d$$

$$V_c = (0.5x\sqrt{210} + 176x0.01x\frac{3602.60}{532411.89 - (190197.63)\frac{4x60 - 55.21}{8}})60x55.21$$

$$V_c = 23699.61 \text{ kgf}$$

V_c no debe ser mayor que

$$V_c = 0.93x\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{Nu}{35Ag}}$$

$$V_c = 0.93x\sqrt{210} x 60x 55.21 \sqrt{1 + \frac{190197.63}{35x60x55.21}}$$

$$V_c = 72539.57 \text{ kgf}$$

Calculamos V_s para la combinación 1

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{3602.601}{0.85} - 23699.61$$

$$V_s = -19461.25 \text{ kgf} \quad \rightarrow \text{ no necesitamos diseñar por corte}$$

Calculamos Vs para las demás combinaciones

Combinación	Vc kgf	Vs kgf
Combinacion 2	23401.802	-16675.605
Combinacion 3	23973.354	-23622.286
Combinacion 4	23255.105	-18344.983
Combinacion 5	24170.752	-25635.759
Combinacion 6	23727.836	-19810.281

El valor Vs es negativo y no necesitamos diseñar por corte.

Refuerzo transversal para columnas resistentes a cargas de sismo

Para barras longitudinales 5/8" → $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Para la zona de confinamiento

$S_0 = 8 \text{ db longitudinal}$

$S_0 = 8 \times 1.59$

$S_0 = 12.72 \text{ cm}$

$$S_0 = \frac{\text{lado menor}}{2}$$

$$S_0 = \frac{60}{2}$$

$S_0 = 30 \text{ cm}$

$S_0 = 10 \text{ cm}$

$$L_0 = \frac{\text{Luz libre}}{6}$$

$$L_0 = \frac{225}{6}$$

$L_0 = 37.5 \text{ cm}$

$L_0 = \text{Mayor dimensión de la sección}$

$L_0 = 60 \text{ cm}$

$$L_0 = 50 \text{ cm}$$

est. $\emptyset 8 \text{ mm}$: 1 @ 10 cm ; Rto @ 10 cm

Para la zona central

$$S_0 = 16 \text{ db longitudinal}$$

$$S_0 = 16 \times 1.59$$

$$S_0 = 25.44 \text{ cm}$$

$$S_0 = 48 \text{ db estribo}$$

$$S_0 = 48 \times 0.8$$

$$S_0 = 38.4 \text{ cm}$$

$$S_0 = \text{menor dimensión de la sección}$$

$$S_0 = 60 \text{ cm}$$

$$S_0 = 30 \text{ cm}$$

est. $\emptyset 8 \text{ mm}$: 1 @ 25 cm ; Rto @ 25 cm

4.2.7.4 EMPALMES POR TRASLAPE

Usamos los empalmes por traslape para barras corrugadas a tracción.

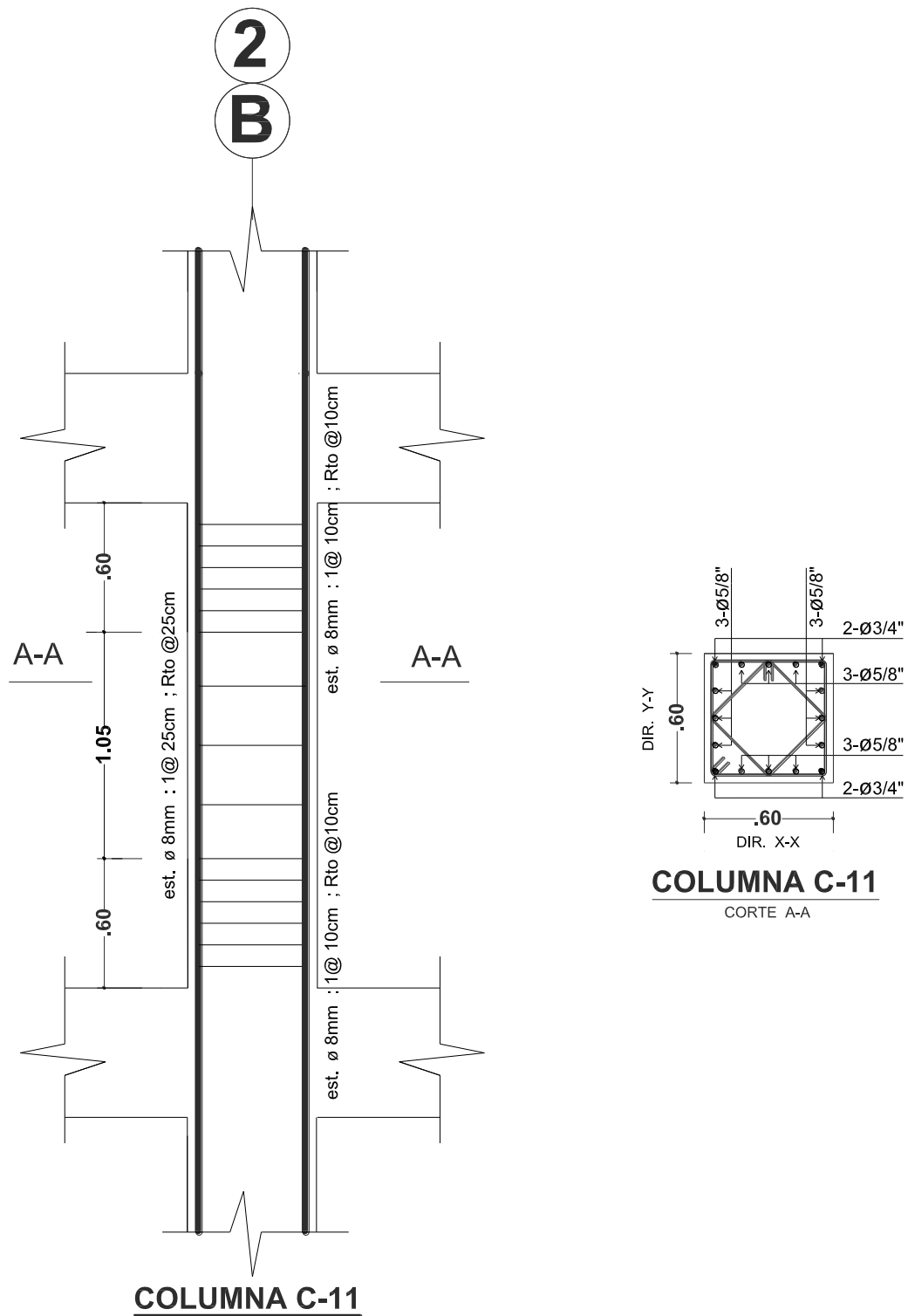
$$ld = \left(\frac{fy \psi_t \psi_e \lambda}{2.6 \sqrt{f_c}} \right) db$$

$$ld = \left(\frac{411.87 \times 1.3 \times 1 \times 1}{2.6 \sqrt{20.59}} \right) \times 0.0159 = 0.72 \text{ m}$$

$$\text{Empalme (B)} = 1.3 ld$$

$$\text{Empalme (B)} = 1.3 \times 0.72 = 0.94 \text{ m}$$

4.2.7.5 DETALLES DE LA COLUMNA



SC: 1/25

Fuente: Elaboración propia

4.2.8 DISEÑO DE MUROS DE CORTE

El diseño se hace para la dirección principal del sismo, diseñamos el muro de corte M-1

4.2.8.1 FUERZAS AXIALES, MOMENTOS Y CORTANTES DE DISEÑO

Fuerzas axiales del muro M-1

Carga	F 1-1
	Tnf
CM	125.320
CV	24.140
CE	-1.810
CSy	-0.549
Combinación	F 1-1
	Tnf
Comb.1=1.4CM+1.7CV	216.486
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSy	186.276
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSy	187.374
Comb.4=0.9CM+CSy	112.239
Comb.5=0.9CM-CSy	113.337
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	213.409

Momentos del muro M-1

Carga	M 3-3
	Tnf-m
CM	-3.460
CV	-1.519
CE	0.200
CSy	245.590
Carga	M 3-3
	Tnf-m
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-7.426
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSy	239.366
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSy	-251.814
Comb.4=0.9CM+CSy	242.476
Comb.5=0.9CM-CSy	-248.704
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	-7.087

Fuerzas cortantes del muro M-1

Carga	V 2-2
	Tnf
CM	-1.393
CV	-0.730
CE	0.127
CSy	165.172
Carga	V 2-2
	Tnf
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-3.191
Comb.2=1.25(CM+CV)+CSy	162.518
Comb.3=1.25(CM+CV)-CSy	-167.826
Comb.4=0.9CM+CSy	163.918
Comb.5=0.9CM-CSy	-166.426
Comb.6=1.4CM+1.7CV+1.7CE	-2.975

4.2.8.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Consideramos las combinaciones de la carga en la dirección Y. Para comenzar el diseño, consideramos lo siguiente:

Cuantía mínima de refuerzo para el alma

$$\text{Si } Vu \geq 0.27A_{CV}\sqrt{fc} \quad \rightarrow \quad \rho_h \text{ y } \rho_v = 0.0025$$

$$\text{Si } Vu \leq 0.27A_{CV}\sqrt{fc} \quad \rightarrow \quad \rho_h = 0.002 \text{ y } \rho_v = 0.0015$$

$$Vu = 167\,820.0 \text{ kgf}$$

$$A_{CV} = 660 \times 150$$

$$A_{CV} = 99\,000 \text{ cm}^2$$

$$Vu \geq 0.27 \times 99\,000 \times \sqrt{210}$$

$$Vu \geq 387\,354.50 \text{ kgf}$$

$$\text{Usamos : } \rho_h = 0.002 \text{ y } \rho_v = 0.0015$$

$$A_s = 0.0015 \times 15 \times 660$$

$$A_s = 14.85 \text{ cm}^2$$

Usamos : $\rho_v = 0.01$ para zonas donde exista cargas concentradas

$$A_s = 0.01 \times 60 \times 60$$

$$A_s = 36 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo del refuerzo

$$S = 3 \times \text{espesor del muro}$$

$$S = 3 \times 15$$

$$S = 45 \text{ cm}$$

$$S = \text{ni mayor a } 40 \text{ cm}$$

$$S = 40 \text{ cm}$$

Si $h_w / l_w \geq 2.0 \rightarrow$ usar dos capas de acero

$$h_w = 17.10 \text{ m}$$

$$l_w = 6.60 \text{ m}$$

$$h_w / l_w = 17.10 / 6.60$$

$$h_w / l_w = 2.59$$

Usamos dos capas de refuerzo en el alma

Distribución del refuerzo en dos capas

Para refuerzo de diámetro $\emptyset 3/8$

$$\text{Nro varillas} = \frac{A_s \text{ total}}{A_s \text{ varilla}}$$

$$\text{Nro varillas} = \frac{14.85}{0.71}$$

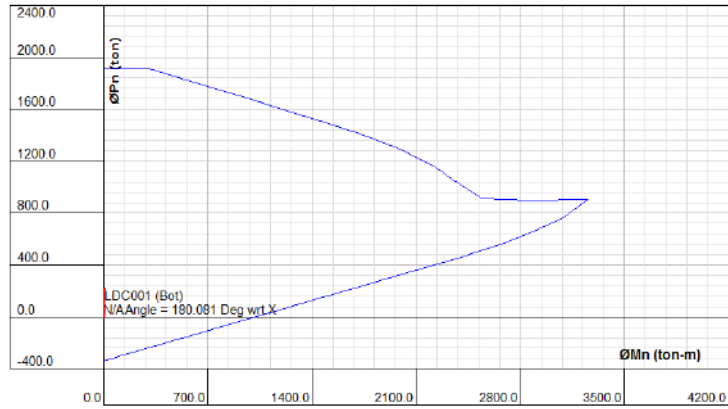
$$\text{Nro varillas} = 21 \text{ varillas}$$

$$S = \frac{660}{11}$$

$$S = 60 \text{ cm}$$

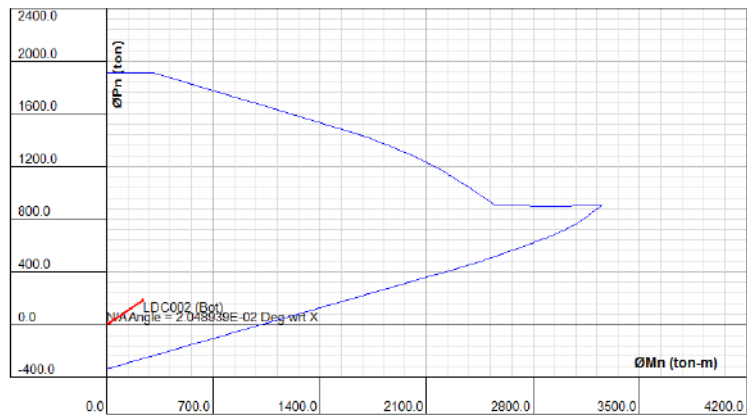
Usamos el espaciamiento máximo del refuerzo de $S = 40 \text{ cm}$

Diagrama de interacción para la combinación 1



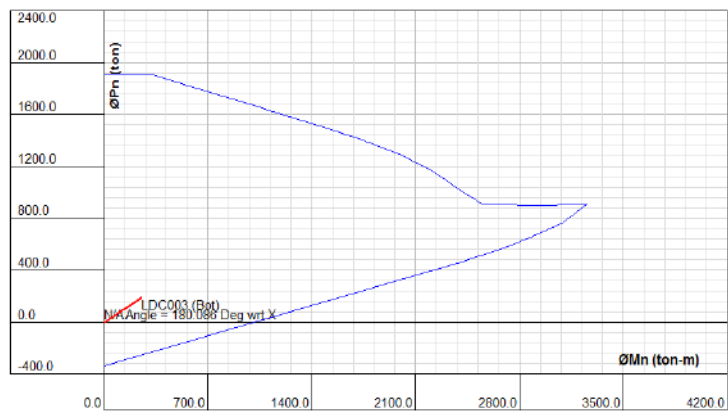
Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 2



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 3



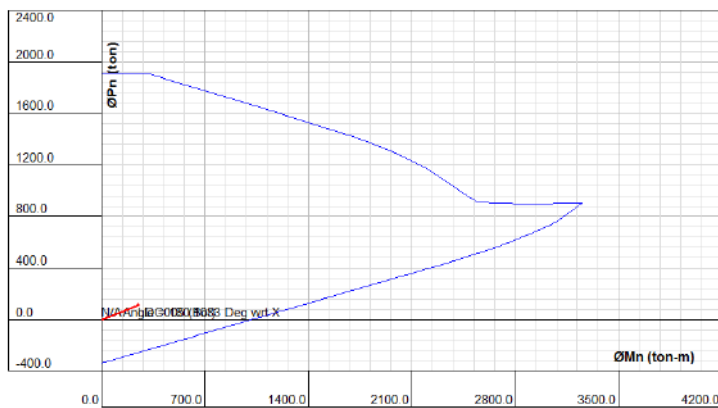
Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 4



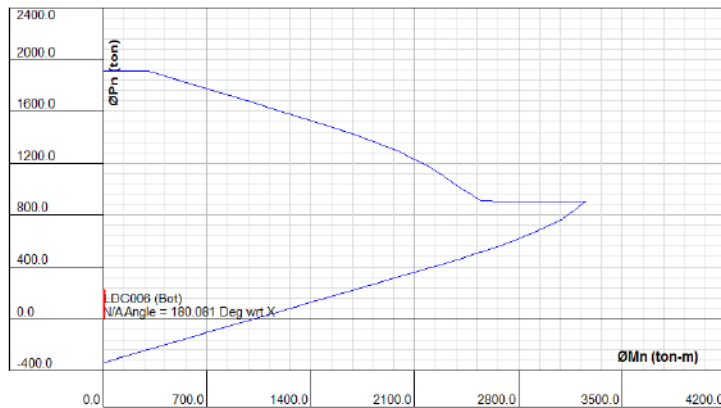
Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 5



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de interacción para la combinación 6



Fuente: Elaboración propia

4.2.8.3 DISEÑO POR CORTE

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f_c} + \rho_h f_y)$$

$$A_{cv} = 660 \times 15$$

$$A_{cv} = 9900 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_c = 2.0 \quad \text{para : } \frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

ρ_h = cuantía horizontal distribuida a una distancia s

$$\rho_h = 0.0020$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 9900 \times (2.0 \times \sqrt{210} + 0.0020 \times 4200)$$

$$\phi V_n = 314575.871 \text{ kgf}$$

$$V_u = 167820.00 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{sí cumple}$$

4.2.8.4 ELEMENTOS DEL BORDE

$$c \geq \frac{l_w}{600 (1.5 \delta_u / h_w)}$$

$$l_w = 660 \text{ cm}$$

$$\delta_u = 4.263 \text{ cm}$$

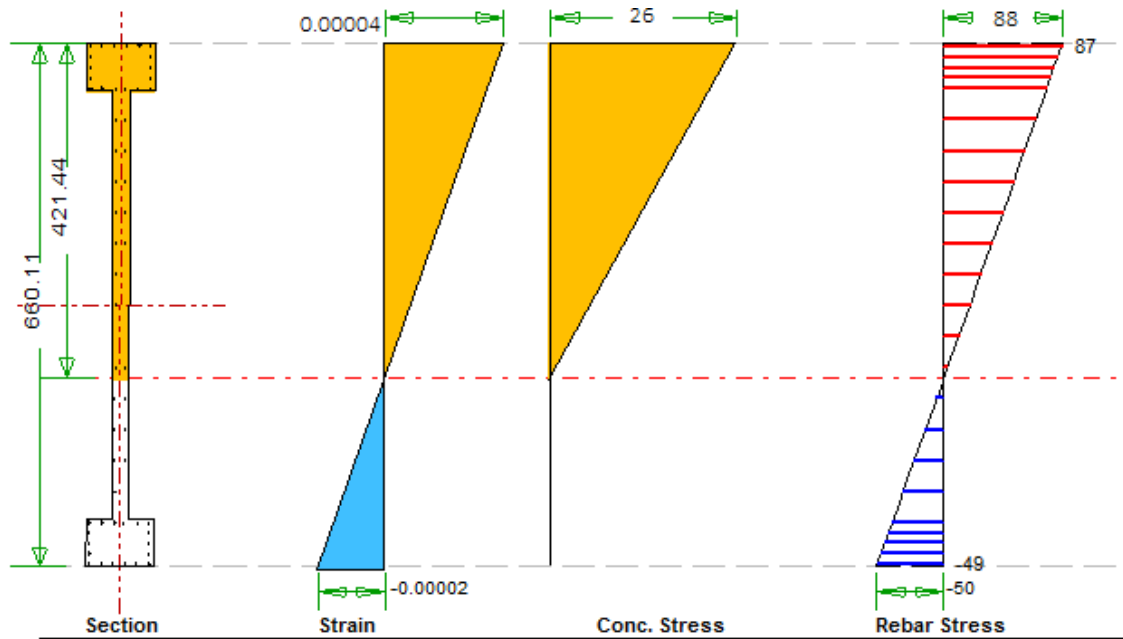
$$h_w = 1710 \text{ cm}$$

$$1.5 \frac{\delta_u}{h_w} = \frac{1.5 \times 4.263}{1710}$$

$$1.5 \frac{\delta_u}{h_w} = 0.0037 \quad \text{no debe ser menor que 0.005}$$

$$c \geq \frac{660}{600 \times (1.5 \times 0.005)}$$

$$c \geq 146.66 \text{ cm}$$



Loading - 5
 Load P = 113.337 ton
 Moment Mx = -248.70 ton-m
 Moment My = 0.00 ton-m

Fuente: Elaboración propia

$$c = 421.44 \text{ cm}$$

$c \geq 146.66 \text{ cm}$ necesitamos elementos de borde

Extensión del elemento de borde

$$c - 0.1lw = 421.44 - 0.1 \times 660$$

$$c - 0.1lw = 355.44 \text{ cm}$$

$$c/2 = 421.44/2$$

$$c/2 = 210.72 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal de elementos de borde

hasta $\emptyset 5/8''$ → estribos de $\emptyset 8 \text{ mm}$

$$S = \frac{\text{Menor dimensión de la sección}}{3}$$

$$S = \frac{60}{3}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

S = 6 veces el diámetro de la menor barra longitudinal

$$S = 6 \times 1.59$$

$$S = 9.54 \text{ cm}$$

$$S = 10 + \left(\frac{35 - hx}{3} \right)$$

$$S = 10 + \left(\frac{35 - 35}{3} \right)$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

Estribos de Ø 8 mm : toda la altura hn @ 10 cm

4.2.8.5 EMPALMES POR TRASLAPE

Para los muros de corte, se consideran empalmes por traslape a tracción.

$$ld = \left(\frac{fy \psi_t \psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{fc}} \right) db$$

$$\psi_t = 1.3$$

$$\psi_e = 1.0$$

$$\lambda = 1.0$$

$$ld = \left(\frac{4200 \times 1.3 \times 1.0 \times x}{6.6 \times 1.0 \times \sqrt{210}} \right) \times 1.59$$

$$ld = 90.76 \text{ cm}$$

$$ld = \left(\frac{fy}{3.5 \lambda \sqrt{fc}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{db} \right)} \right) db$$

$$\psi_t = 1.3$$

$$\psi_e = 1.0$$

$$\psi_s = 0.8$$

$$\lambda = 1.0$$

$$c_b = 2.795 \text{ cm}$$

$$K_{tr} = 0$$

$$d_b = 1.59$$

$$l_d = \left(\frac{4200 \times 1.3 \times 1.0 \times 0.8}{3.5 \times 1.0 \times \sqrt{210} \left(\frac{2.795 + 0}{1.59} \right)} \right) \times 1.59$$

$$l_d = 77.89 \text{ cm}$$

Elegimos la longitud de desarrollo $l_d = 90 \text{ cm}$

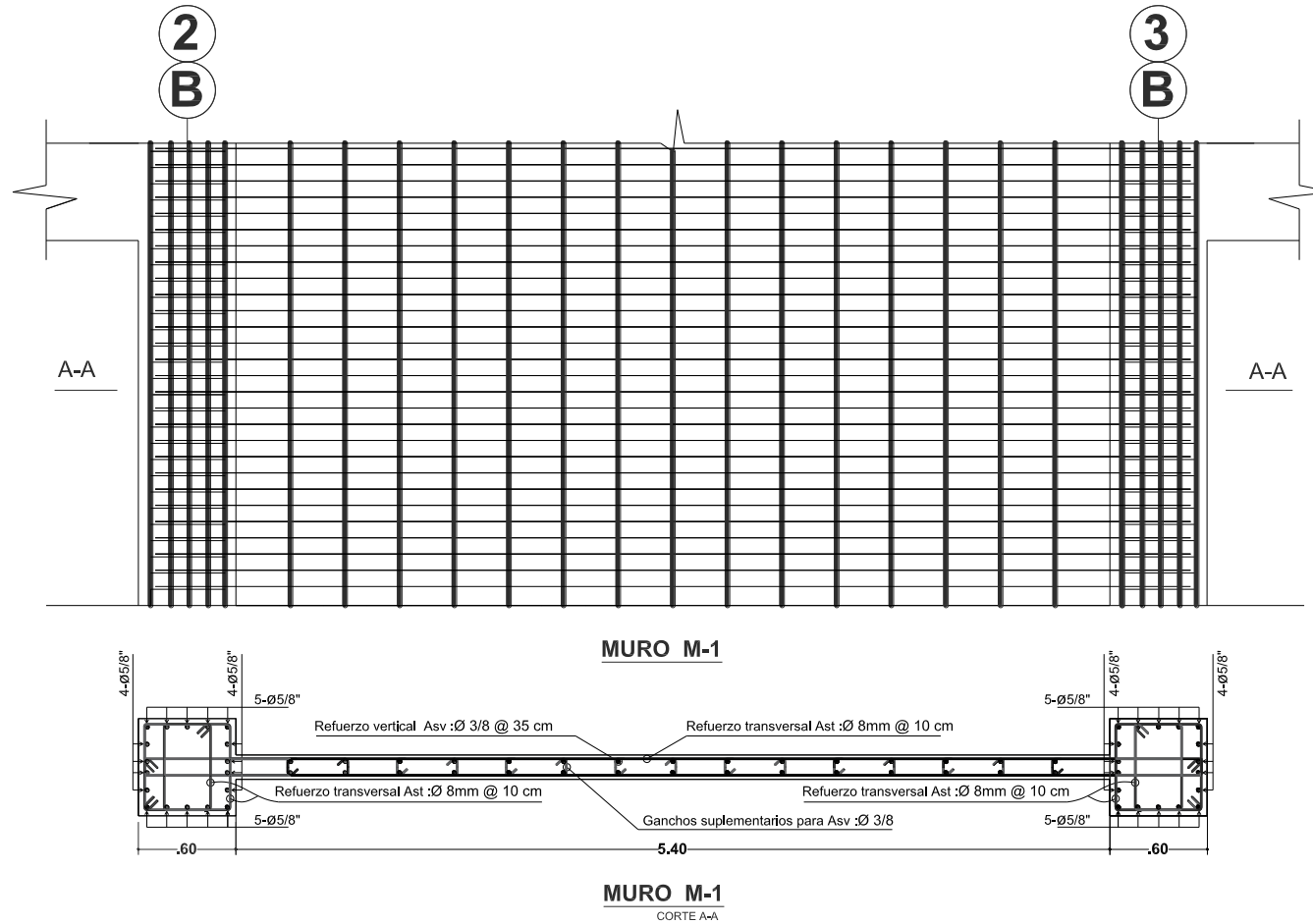
Longitud de empalme por traslape de barras en tracción

$$l_{st} = 1.3 l_d$$

$$l_{st} = 1.3 \times 90$$

$$l_{st} = 117 \text{ cm}$$

4.2.8.6 DETALLES DEL MURO DE CORTE



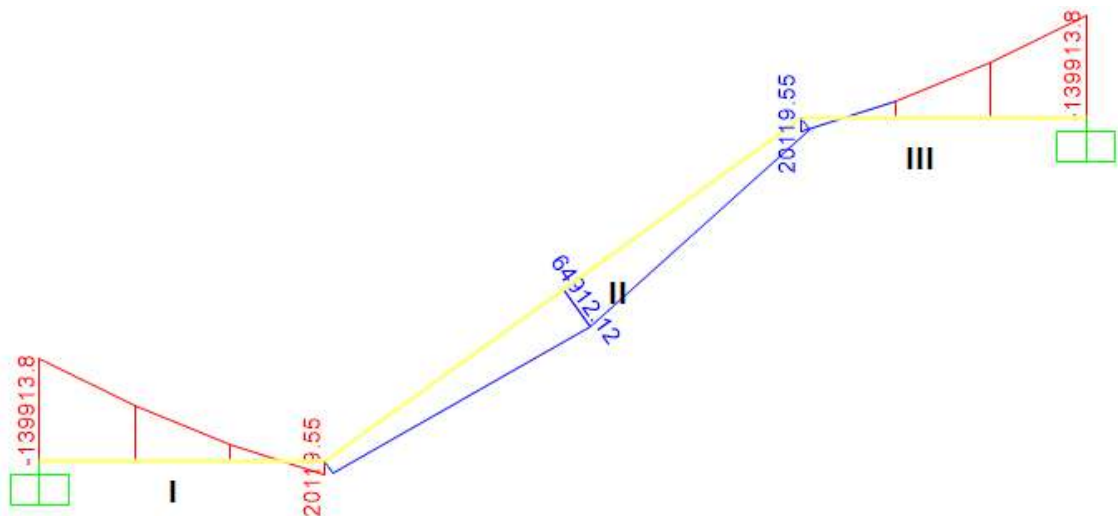
Fuente: Elaboración propia

4.2.9 DISEÑO DE LAS ESCALERAS

Consideramos la carga muerta (CM) y la carga viva (CV) para el análisis. Diseñamos el tramo 1 del piso 1.

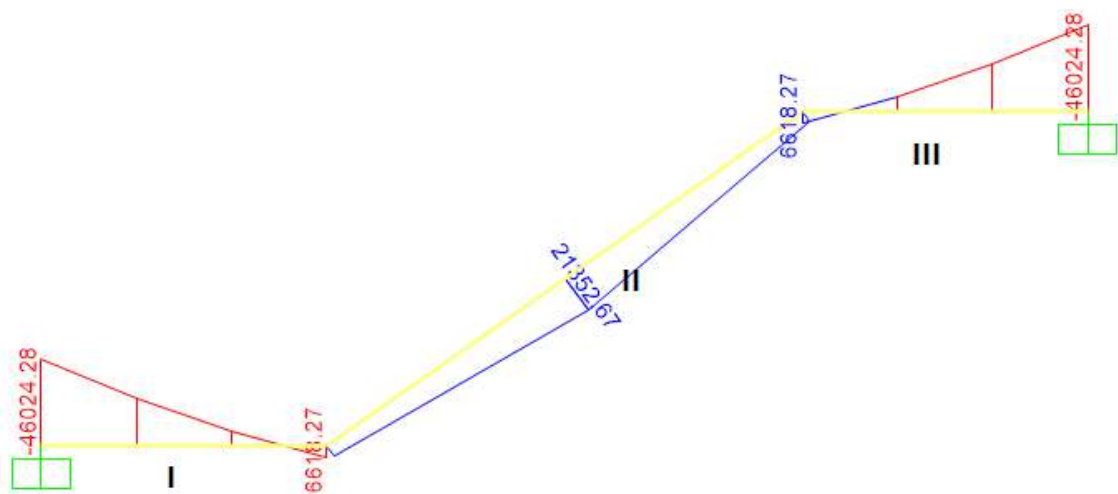
4.2.9.1 DIAGRAMA DE MOMENTOS

Diagrama de momentos para la CM



Fuente: Elaboración propia

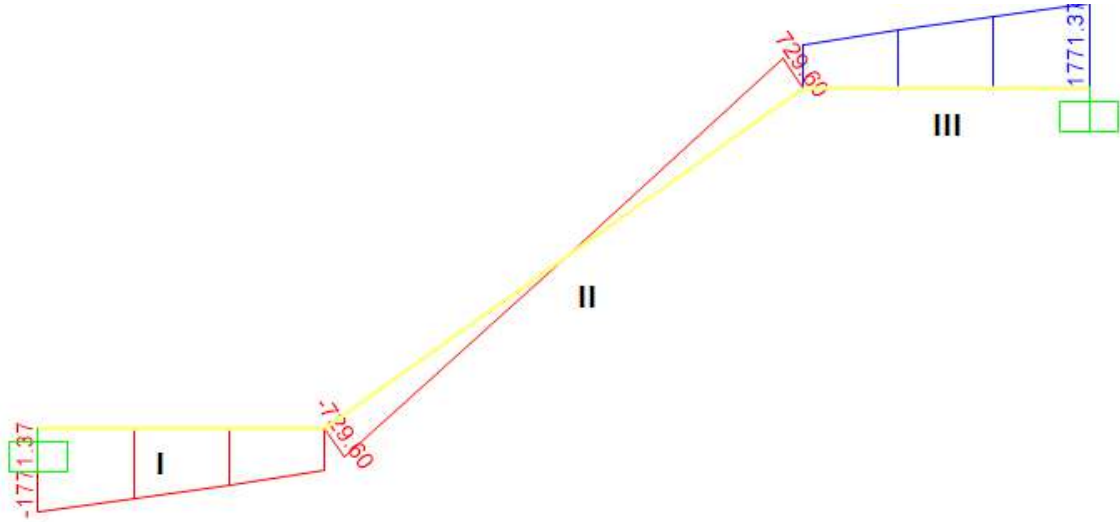
Diagrama de momentos para la CV



Fuente: Elaboración propia

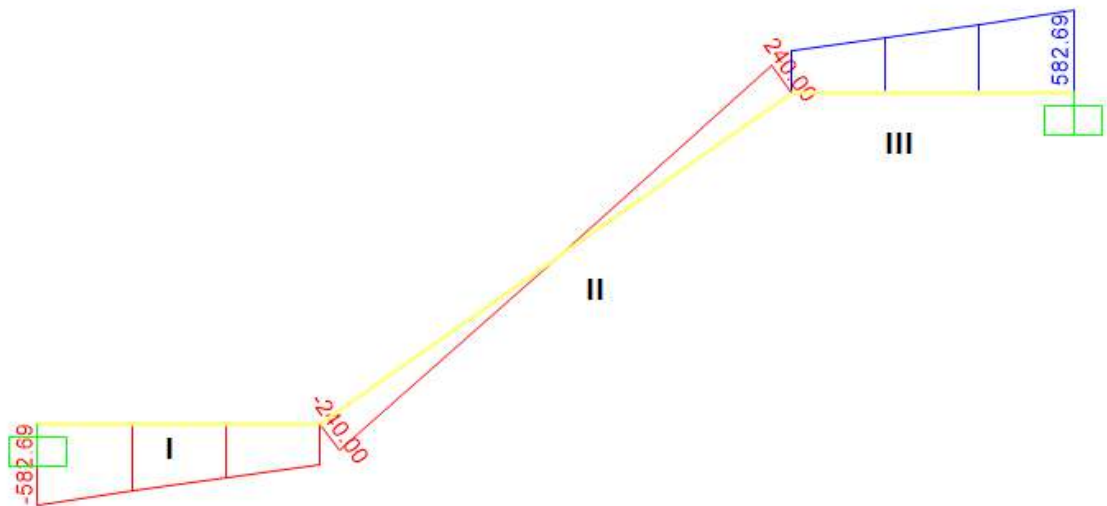
4.2.9.2 DIAGRAMA DE CORTANTES

Diagrama de cortantes para la CM



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortantes para la CV



Fuente: Elaboración propia

4.2.9.3 MOMENTOS Y CORTANTES DEL DISEÑO

Momentos del tramo 1

ELEMENTO I			
Carga	M 3-3 Izq. kgf -cm	M 3-3 Med. kgf -cm	M 3-3 Der. kgf -cm
CM	-139913.80	-48223.54	20119.55
CV	-46024.28	-15863.01	6618.27
Combinación	Mu 3-3 Izq. kgf -cm	Mu 3-3 Med. kgf -cm	Mu 3-3 Der. kgf -cm
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-274120.60	-94480.07	39418.43

ELEMENTO II			
Carga	M 3-3 Izq. kgf -cm	M 3-3 Med. kgf -cm	M 3-3 Der. kgf -cm
CM	20119.55	64912.12	20119.55
CV	6618.27	21352.67	6618.27
Combinación	Mu 3-3 Izq. kgf -cm	Mu 3-3 Med. kgf -cm	Mu 3-3 Der. kgf -cm
Comb.1=1.4CM+1.7CV	39418.43	127176.51	39418.43

ELEMENTO III			
Carga	M 3-3 Izq. kgf -cm	M 3-3 Med. kgf -cm	M 3-3 Der. kgf -cm
CM	20119.55	-48223.54	-139913.80
CV	6618.27	-15863.01	-46024.28
Combinación	Mu 3-3 Izq. kgf -cm	Mu 3-3 Med. kgf -cm	Mu 3-3 Der. kgf -cm
Comb.1=1.4CM+1.7CV	39418.43	-94480.07	-274120.60

Fuerzas cortantes del tramo 1

ELEMENTO I		
Carga	V 2-2 Izq. kgf	V 2-2 Der. kgf
CM	-1771.37	-729.60
CV	-582.69	-240.00
Combinación	Vu 2-2 Izq. kgf	Vu 2-2 Der. kgf
Comb.1=1.4CM+1.7CV	-3470.49	-1429.44

ELEMENTO II		
Carga	V 2-2 Izq.	V 2-2 Der.
	kgf	kgf
CM	-729.60	729.60
CV	-240.00	240.00
Combinación	Vu 2-2 Izq.	Vu 2-2 Der.
	kgf	kgf
Comb. 1=1.4CM+1.7CV	-1429.44	1429.44

ELEMENTO III		
Carga	V 2-2 Izq.	V 2-2 Der.
	kgf	kgf
CM	729.60	1771.37
CV	240.00	582.69
Combinación	Vu 2-2 Izq.	Vu 2-2 Der.
	kgf	kgf
Comb. 1=1.4CM+1.7CV	1429.44	3470.49

4.2.9.4 DISEÑO POR FLEXIÓN

Datos para el diseño:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero} = \emptyset 1/2 \text{ "}$$

$$d = 14.37 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.9$$

Elemento I : Diseño por flexión para momento 3-3 Izq.

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{274120.6}{0.9 \times 4200 \times (14.37 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s = 5.0483 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{5.0483 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 1.2391 \text{ cm}$$

$$As = \frac{274120.6}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{1.2391}{2}\right)}$$

$$As = 5.2758 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín} = 0.0018 b d$$

$$As \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$As \text{ mín} = 2.586 \text{ cm}$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{5.2758}$$

$$s = 24.5 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Elemento I: Diseño por flexión para momento 3-3 Med.

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As = \frac{94480.07}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0}{2}\right)}$$

$$As = 1.7400 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{1.74 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.4153 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{94480.07}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0.4153}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.7655 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \text{ b d}$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$A_s \text{ mín} = 2.586 \text{ cm}$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{2.586}$$

$$s = 49.89 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Elemento I: Diseño por flexión para momento 3-3 Der.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{39418.43}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0}{2}\right)}$$

$$A_s = 0.7259 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.7259 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.1718 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{39418.43}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0.1718}{2}\right)}$$

$$A_s = 0.7303 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 b d$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$As_{\text{mín}} = 2.586 \text{ cm}$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{2.586}$$

$$s = 49.89 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Elemento II: Diseño por flexión para momento 3-3 Izq.

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As = \frac{39418.43}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$As = 0.7259 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.7259 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.1718 \text{ cm}$$

$$As = \frac{39418.43}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0.1718}{2} \right)}$$

$$As = 0.7303 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 b d$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$As_{\text{mín}} = 2.586 \text{ cm}$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{2.586}$$

$$s = 49.89 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Elemento II: Diseño por flexión para momento 3-3 Med.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{127176.5}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$A_s = 2.3421 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{2.3421 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.5619 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{127176.5}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0.5619}{2} \right)}$$

$$A_s = 2.3888 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \text{ b d}$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$A_s \text{ mín} = 2.586 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{2.586}$$

$$s = 49.89 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Elemento II: Diseño por flexión para momento 3-3 Der.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{39418.43}{0.9 \times 4200 \times (14.37 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s = 0.7259 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.7259 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.1718 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{39418.43}{0.9 \times 4200 \times (14.37 - \frac{0.1718}{2})}$$

$$A_s = 0.7303 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 b d$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$A_s \text{ mín} = 2.586 \text{ cm}$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{2.586}$$

$$s = 49.89 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Elemento III: Diseño por flexión para momento 3-3 Izq.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{39418.43}{0.9 \times 4200 \times (14.37 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s = 0.7259 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.7259 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.1718 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{39418.43}{0.9 \times 4200 \times (14.37 - \frac{0.1718}{2})}$$

$$A_s = 0.7303 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \text{ b d}$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$A_s \text{ mín} = 2.586 \text{ cm}$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{2.586}$$

$$s = 49.89 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Elemento III: Diseño por flexión para momento 3-3 Med.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{94480.07}{0.9 \times 4200 \times (14.37 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s = 1.7400 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{1.74 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.4153 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{94480.07}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0.4153}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.7655 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \text{ b d}$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$A_s \text{ mín} = 2.586 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{2.586}$$

$$s = 49.89 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Elemento III: Diseño por flexión para momento 3-3 Der.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{274120.6}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{0}{2}\right)}$$

$$A_s = 5.0483 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{5.0483 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 1.2391 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{274120.6}{0.9 \times 4200 \times \left(14.37 - \frac{1.2391}{2}\right)} = 5.2758 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \ b \ d$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 14.37$$

$$A_s \text{ mín} = 2.586 \ \text{cm}$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.29 \times 100}{5.2758}$$

$$s = 24.5 \ \text{cm} \rightarrow 25 \ \text{cm}$$

4.2.9.5 VERIFICACIÓN POR CORTE

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \ b \ w \ d$$

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times (100 \times 14.37)$$

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c = 9381.26 \ \text{kgf}$$

$$\emptyset V_n = 9381.26 \ \text{kgf}$$

Comparamos el valor de la resistencia al corte $\emptyset V_n$ con la fuerza cortante última

V_u .

$$V_u = 3470.49 \ \text{kgf}$$

$$\emptyset V_n \leq V_u \ \text{cumple OK}$$

4.2.9.6 CONTROL DE FISURACIÓN

Para los elementos con exposición interior $Z \leq 31,000 \ \text{kg/cm}$

$$Z = f_s \sqrt[3]{d \ c \ A_c t}$$

$$f_s = 0.6 \ f_y$$

$$f_s = 0.6 \times 4200$$

$$f_s = 2520 \ \text{kgf/cm}^2$$

$$dc = 2.635$$

$$Act = \frac{100 \times 2.635}{2.5}$$

$$Act = 105.4 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 \times \sqrt[3]{2.635 \times 105.4}$$

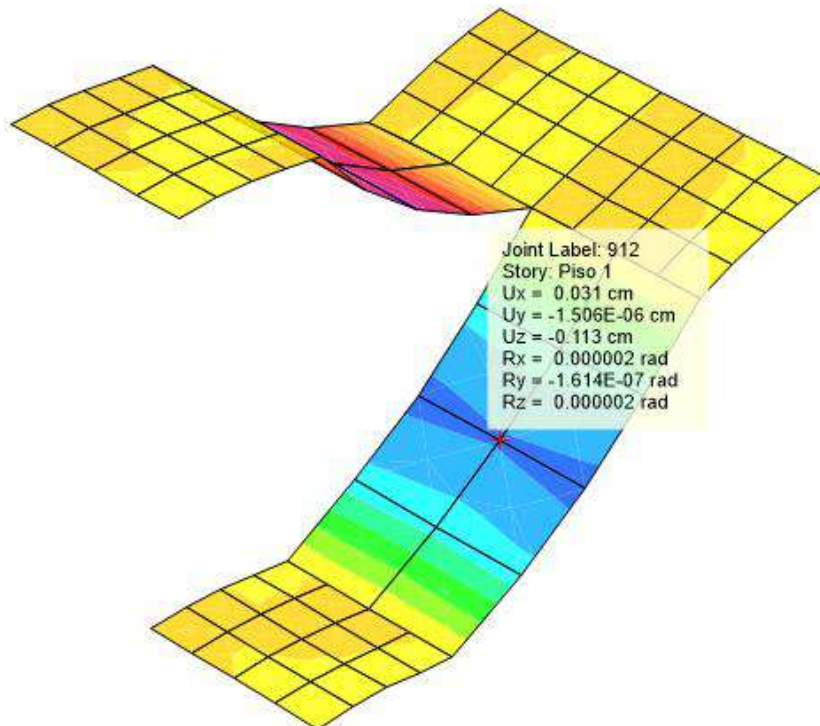
$$Z = 16431.075 \text{ kgf/cm} \leq 31000 \text{ kgf/cm}$$

4.2.9.7 CONTROL DE DEFLEXIONES

Para calcular las deflexiones, usamos la ecuación:

$$\Delta_{total} = \text{Deflexión inmediata} \times \lambda \Delta$$

Hallamos la máxima deflexión inmediata en Etabs



Fuente: Elaboración propia

Deflexión inmediata = deflexión del análisis en etabs (CM + CV)

Deflexión inmediata = 0.113 cm

Hallamos el factor $\lambda\Delta$

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'}$$

$$\xi = 2.00$$

$$\rho' = 0.0018$$

$$\lambda\Delta = \frac{2.00}{1 + 50 \times 0.0018}$$

$$\lambda\Delta = 1.83$$

Deflexión total

$\Delta_{total} = Deflexión\ inmediata \times \lambda\Delta$

$$\Delta_{total} = 0.113 \times 1.83$$

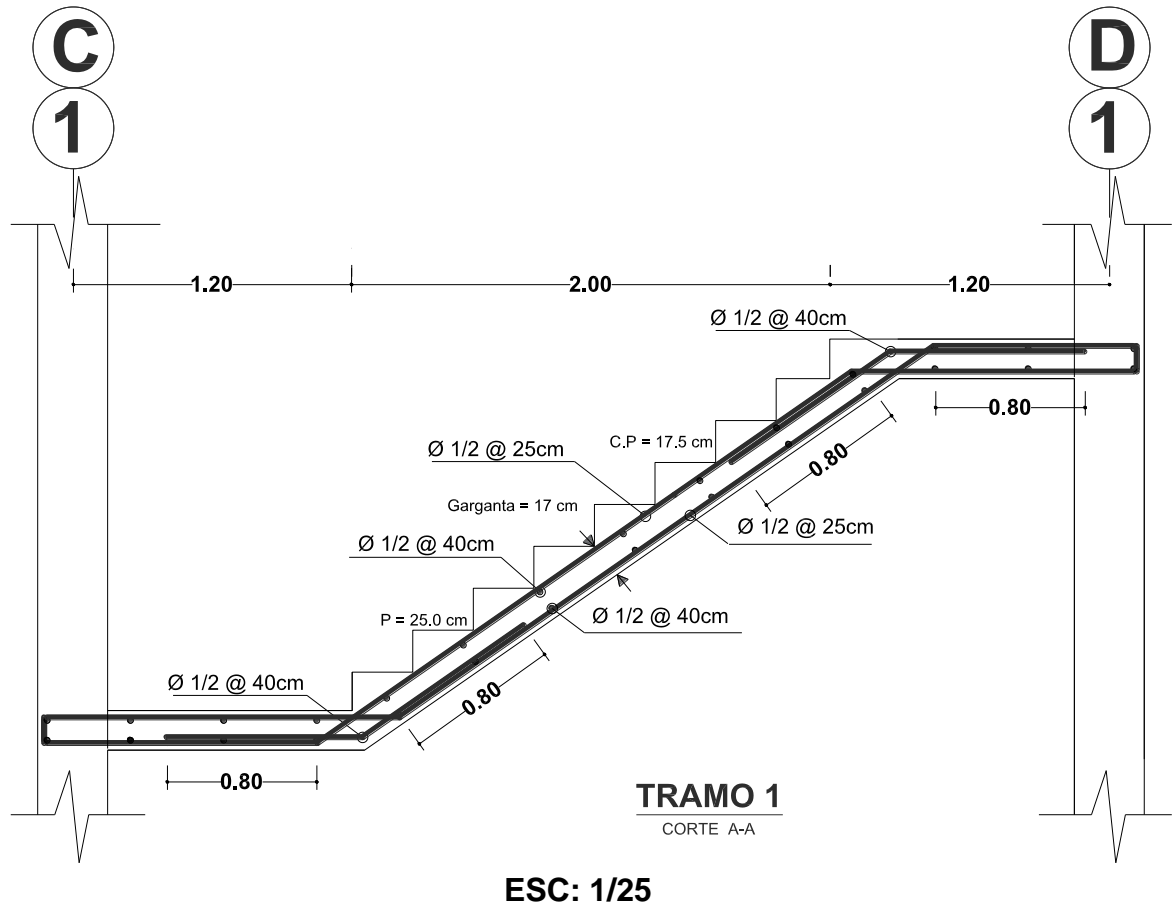
$$\Delta_{total} = 0.206\ cm$$

Comparamos la deflexión total con la deflexión máxima admisible

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 560/480$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 1.145\ cm \quad \geq \quad \Delta_B\ total = 0.206\ cm$$

4.2.9.8 DETALLE DE LA ESCALERA



Fuente: Elaboración propia

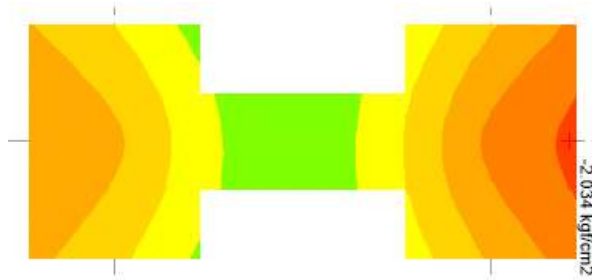
4.2.10 DISEÑO DE ZAPATAS

Analizamos la cimentación con Safe 2015. Para el análisis Consideramos la carga muerta (CM), la carga viva (CV), y la carga de sismo (CS). Diseñamos la zapata combinada ZC-1.

4.2.10.1 PRESIÓN ADMISIBLE

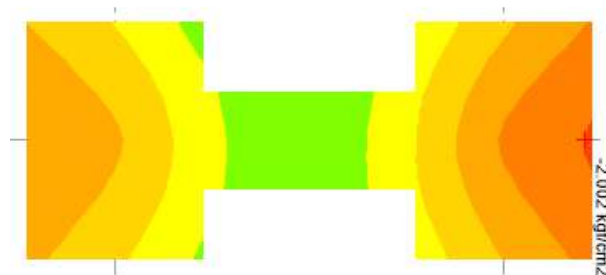
El E.M.S dice que para un suelo arenoso bien graduado el $q_{adm} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$

Presión en el suelo para la carga muerta (CM) + carga viva (CV)



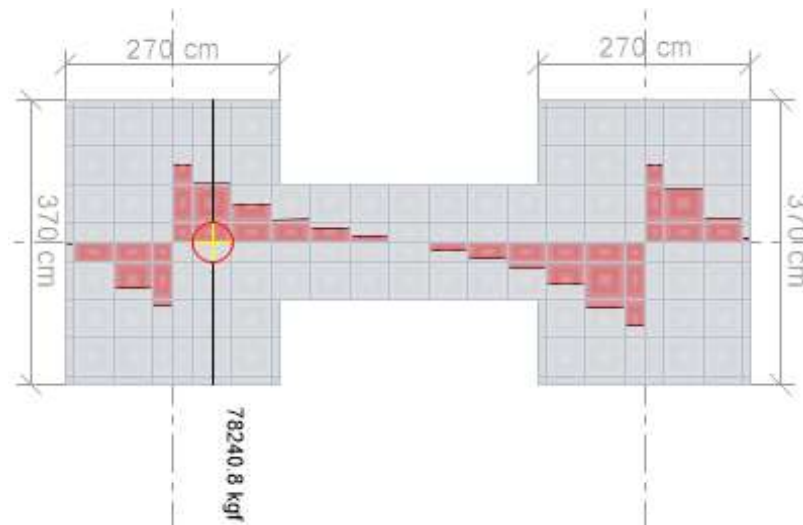
$$\sigma_{m\acute{a}x} = 2.03 \text{ kgf/cm}^2 \quad q_{adm} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2 .$$
$$q_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x} \quad \text{cumple ok}$$

Presión en el suelo para la CM + CV + CS



$$\sigma_{m\acute{a}x} = 2.00 \text{ kgf/cm}^2 \quad q_{adm} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2 \times 1.3 = 2.6 \text{ kgf/cm}^2$$
$$q_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x} \quad \text{cumple ok}$$

4.2.10.2 VERIFICACIÓN DE CORTE POR FLEXIÓN



$$V_u = 78240.841 \text{ kgf}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$b = 370 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 7 - 1.59/2 \text{ cm}$$

$$d = 52.205 \text{ cm}$$

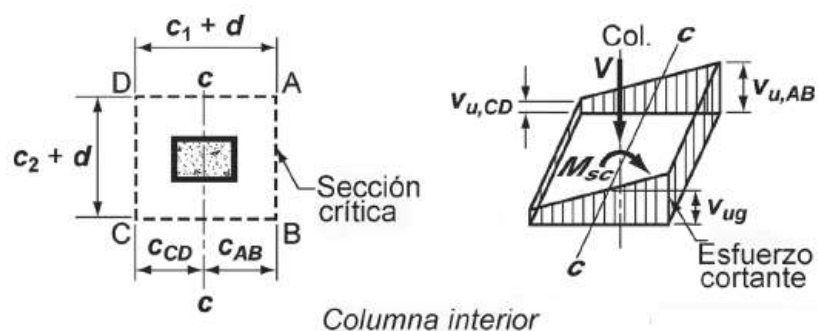
$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 370 \times 52.205$$

$$V_c = 148354.02 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = 126100.92 \text{ kgf}$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{cumple ok}$$

4.2.10.3 VERIFICACIÓN DE CORTE POR PUNZONAMIENTO



$$Vu, AB = Vu_g \pm \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{Jc}$$

$$Vu_g = \frac{Vu}{bo d}$$

$$Vu = 281898.69 \text{ kgf}$$

$$bo = (60 + 52.205) \times 2 + (60 + 52.205) \times 2$$

$$bo = 448.82 \text{ cm}^2$$

$$Vu_g = \frac{281898.69}{448.82 \times 52.205}$$

$$Vu_g = 12.03 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

$$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b1}{b2}}} \leq 1.0$$

$$b1 = 60 + 52.205$$

$$b1 = 112.205 \text{ cm}$$

$$b2 = 60 + 52.205$$

$$b2 = 112.205 \text{ cm}$$

$$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{112.205}{112.205}}} \leq 1.0$$

$$\gamma_f = 0.75 \leq 1.0$$

$$\gamma_v = 1 - 0.75$$

$$\gamma_v = 0.25$$

$$M_{sc} = Mu$$

$$M_{sc} = -1981476.08 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$c_{AB} = 56.1025 \text{ cm}$$

$$Jc = \frac{d(c1 + d)^3}{6} + \frac{(c1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c2 + d)(c1 + d)^2}{2}$$

$$Jc = \frac{52.2x(60 + 52.2)^3}{6} + \frac{(60 + 52.2)x52.2^3}{6} + \frac{52.2x(60 + 52.2)(60 + 52.2)^2}{2}$$

$$Jc = 51813706.42 \text{ cm}^4$$

$$Vu, AB = 12.03 + \frac{0.25 \times 1981476.08 \times 56.1025}{51813706.42}$$

$$Vu, AB = 12.56 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Vc = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{fc}$$

$$\beta = \frac{60}{60} = 1$$

$$Vc = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{210} = 26.60 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Vc = 0.27 \left(\alpha s \frac{d}{b0} + 2 \right) \sqrt{fc}$$

$$\alpha s = 40$$

$$Vc = 0.27 \left(40x \frac{52.205}{448.82} + 2 \right) \sqrt{210} = 26.02 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Vc = 1.1 \sqrt{fc}$$

$$Vc = 1.1 \sqrt{210} = 15.94 \text{ kgf/cm}^2$$

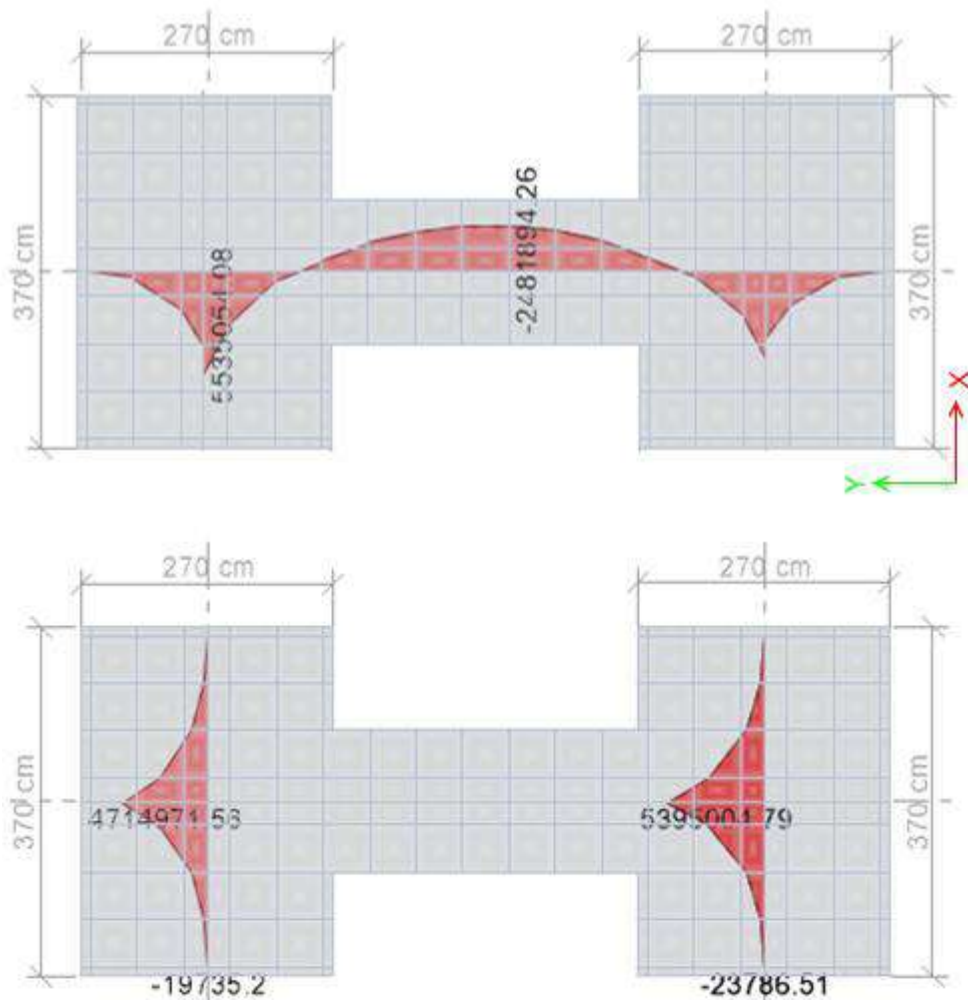
$$\emptyset Vn = \emptyset Vc = 0.85 \times 15.94 = 13.54 \text{ kgf/cm}^2$$

Proporción

$$\frac{Vu, AB}{\emptyset Vn} = \frac{12.56}{13.54} = 0.92$$

4.2.10.4 DISEÑO POR FLEXIÓN

Momentos de diseño para la zapata combinada ZC-1



Datos para el diseño:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kgf /cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero} = \varnothing 5/8 \text{ ''}$$

$$d = 52.205 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 0.9$$

Diseño por flexión para momentos en la Dir. Y

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{5535054.08}{0.9 \times 4200 \times \left(52.205 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$A_s = 28.049 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{28.049 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 7.045 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{5535054.08}{0.9 \times 4200 \times \left(52.205 - \frac{7.045}{2} \right)}$$

$$A_s = 30.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 b d$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 50.205$$

$$A_s \text{ mín} = 9.397 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_{varilla} \times b}{A_s}$$

$$s = \frac{1.99 \times 100}{30.07}$$

$$s = 6.58 \text{ cm} \rightarrow 7.0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{2481894.26}{0.9 \times 4200 \times \left(52.205 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$A_s = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{12.57 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 3.045 \text{ cm}$$

$$As = \frac{2481894.26}{0.9 \times 4200 \times \left(52.205 - \frac{3.045}{2} \right)}$$

$$As = 12.955 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín} = 0.0018 b d$$

$$As \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 50.205$$

$$As \text{ mín} = 9.397 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.99 \times 100}{12.955}$$

$$s = 15.28 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As = \frac{4527474.02}{0.9 \times 4200 \times \left(52.205 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$As = 22.94 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 fc b}$$

$$a = \frac{22.94 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 5.692 \text{ cm}$$

$$As = \frac{4527474.02}{0.9 \times 4200 \times \left(52.205 - \frac{5.692}{2} \right)}$$

$$As = 24.266 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 b d$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 50.205$$

$$As_{\text{mín}} = 9.397 \text{ cm}$$

$$s = \frac{\text{Avarilla} \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.99 \times 100}{24.266}$$

$$s = 8.16 \text{ cm} \rightarrow 8 \text{ cm}$$

Diseño por flexión para momentos en la Dir. X

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As = \frac{4714971.53}{0.9 \times 4200 \times \left(52.205 - \frac{0}{2} \right)}$$

$$As = 23.89 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{23.89 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 5.94 \text{ cm}$$

$$As = \frac{4714971.53}{0.9 \times 4200 \times \left(52.205 - \frac{5.94}{2} \right)}$$

$$As = 25.33 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 b d$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 50.205$$

$$As_{\text{mín}} = 9.397 \text{ cm}$$

$$s = \frac{Avarilla \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.99 \times 100}{25.33}$$

$$s = 7.81 \text{ cm} \rightarrow 7.5 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{5395001.79}{0.9 \times 4200 \times (52.205 - \frac{0}{2})}$$

$$As = 27.33 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{27.33 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 6.85 \text{ cm}$$

$$As = \frac{5395001.79}{0.9 \times 4200 \times (52.205 - \frac{6.85}{2})}$$

$$As = 29.26 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ m\u00edn} = 0.0018 \text{ b d}$$

$$As \text{ m\u00edn} = 0.0018 \times 100 \times 50.205$$

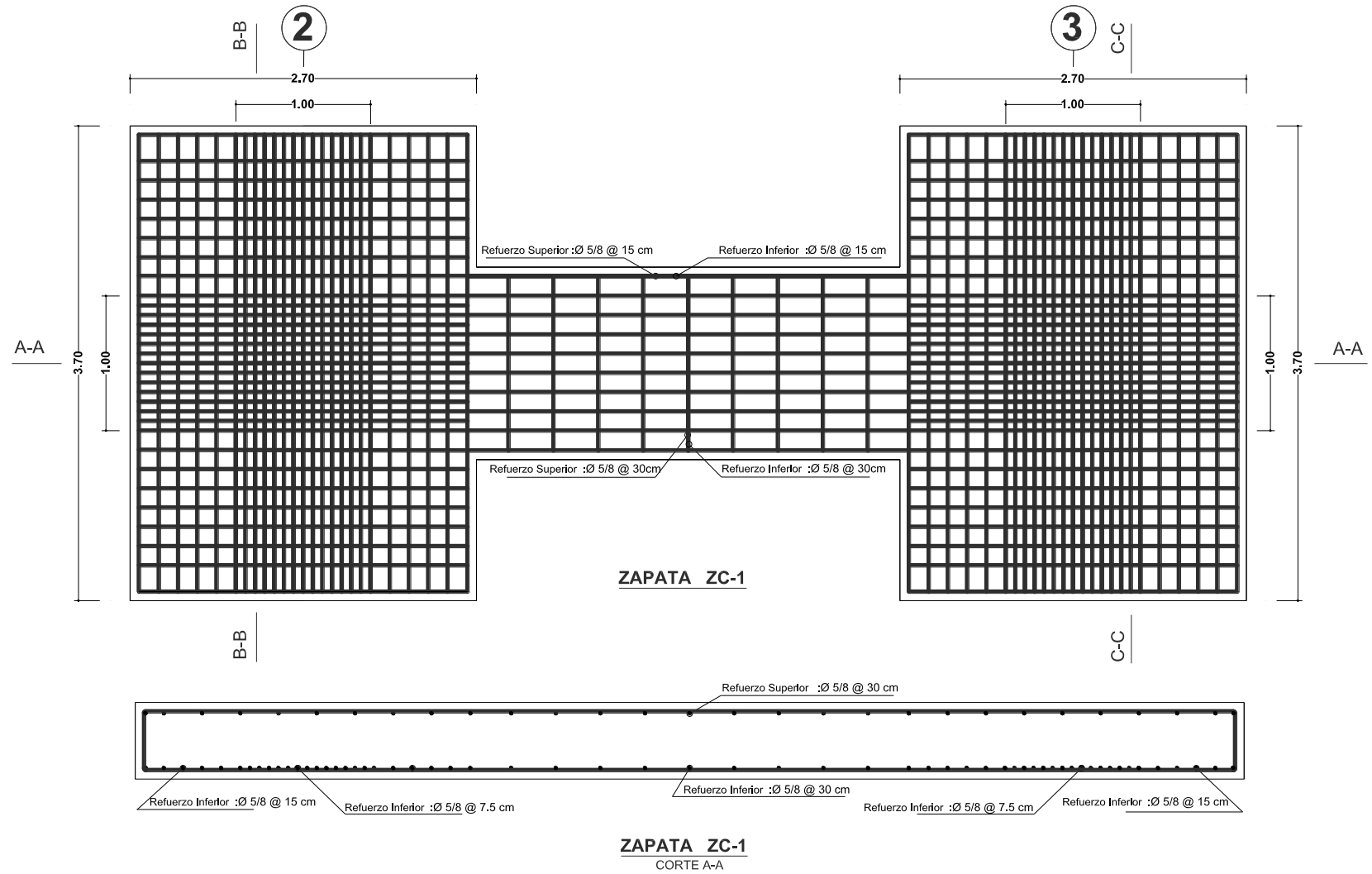
$$As \text{ m\u00edn} = 9.397 \text{ cm}$$

$$s = \frac{Avarilla \times b}{As}$$

$$s = \frac{1.99 \times 100}{29.26}$$

$$s = 6.76 \text{ cm} \rightarrow 7.0 \text{ cm}$$

4.2.10.5 DETALLE DE ZAPATA CONECTADA



Fuente: Elaboración propia

4.3 DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Para el análisis, consideramos la carga del sismo (w); diseñamos el muro no estructural ubicado entre los ejes 1 y 2 del piso 1.

4.3.1 CARGA SÍSMICA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

$$w = 0.8 Z U C_1 \gamma e$$

$$Z = 0.35$$

$$U = 1.00$$

$$T = 0.37 \text{ s}$$

$$C_1 = 2.5$$

$$\gamma = 1800 \text{ kgf/m}^3$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

Carga sísmica uniformemente distribuida para albañilería

$$w = 0.8 \times 0.35 \times 1.00 \times 2.5 \times 1800 \times 0.25$$

$$w = 315 \text{ kgf/m}^2$$

Carga sísmica uniformemente distribuida para arriostres

$$w = 0.8 \times 0.35 \times 1.00 \times 2.5 \times 2400 \times 0.25$$

$$w = 420 \text{ kgf/m}^2$$

4.3.2 MOMENTO FLECTOR DISTRIBUIDO

Para muros confinados en sus cuatro lados

$$M_s = m w a^2$$

$$a = 2.6 - 0.3 - 0.025$$

$$a = 2.275 \text{ m}$$

$$b = 4.15 - 0.6 - 0.05$$

$$b = 3.5 \text{ m}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{3.50}{2.275}$$

$$\frac{b}{a} = 1.53$$

$$m = 0.0815$$

$$M_s = 0.0815 \times 315 \times 2.275^2$$

$$M_s = 132.87 \text{ kgf} - m/m$$

4.3.3 ESFUERZO ADMISIBLE A TRACCIÓN

$$f_m = 6 \frac{M_s}{t^2}$$

$$f_m = 6 \times \frac{132.87}{0.23^2 \times 100^2}$$

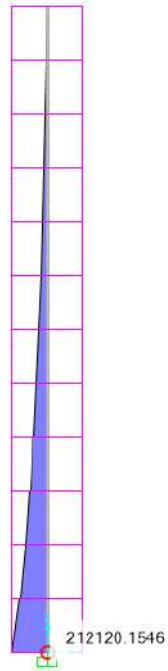
$$f_m = 1.50 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f_t = 1.50 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f_m \leq f_t \quad \text{si cumple ok}$$

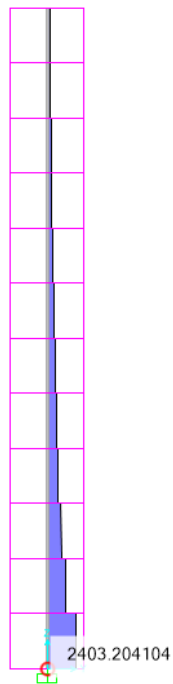
4.3.4 MOMENTOS Y CORTANTES DE DISEÑO PARA ARRIOSTRES

Momento para el diseño a flexión de los arriostres



Fuente: Elaboración propia

Fuerza cortante para el diseño a cortante de arriostres



Fuente: Elaboración propia

4.3.5 DISEÑO POR FLEXIÓN DE ARRIOSTRES

Datos para el diseño:

$$f_y = 4200 \text{ kgf /cm}^2$$

$$f'_c = 175 \text{ kgf /cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Acero} = \emptyset 3/8''$$

$$d = 22.525 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{212120.15}{0.9 \times 4200 \times (22.525 - \frac{0}{2})}$$

$$A_s = 2.4913 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{2.4913 \times 4200}{0.85 \times 175 \times 30}$$

$$a = 2.4735 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{212120.15}{0.9 \times 4200 \times (22.525 - \frac{2.4735}{2})}$$

$$A_s = 2.6360 \text{ cm}^2$$

$A_s : 4 - \emptyset 3/8''$ para ambas caras

4.3.6 DISEÑO POR CORTE DE ARRIOSTRES

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b w d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{175} x 30 x 22.525$$

$$V_c = 4943.45 \text{ kgf}$$

$$V_u = 2403.20 \text{ kgf}$$

$$V_s = \frac{2403.20}{0.85} - 4943.45$$

$$V_s = -2540.25 \text{ kgf} \text{ no se diseña por cortante}$$

Colocamos refuerzo transversal mínimo para elementos de arriostamiento

est. $\emptyset 8 \text{ mm}$: 1 @ 5 cm ; 4 @ 10 cm Rto @ 25 cm

CONCLUSIONES

PRIMERA: Se comprobó que el sistema de muros anclados estabiliza el talud resultante de las excavaciones, que la fuerza aplicada a los anclajes estabiliza las fuerzas internas del talud tanto para una condición estática como sísmica, y que el ángulo de fricción interna del suelo y la fuerza en los anclajes aseguran la estabilidad externa, haciendo al sistema seguro para la construcción de sótanos.

SEGUNDA: Se aseguró la estabilidad de la cimentación vecina, esto se logró asegurando la estabilidad del suelo contenido por los muros anclados y con el control del asentamiento diferencial máximo que sufrió la estructura de cimentación, y se evitó posibles fisuras en la estructura del edificio vecino.

TERCERA: Se demostró en el software Safe 2014 que los muros anclados tienen un comportamiento similar al de losas de cimentación, que el uso de placas de apoyo ayuda a evitar el punzonamiento y transmite la fuerza de tensado a la pantalla del muro anclado, y que el acero de refuerzo se concentra en la parte donde se aplica la carga de tensado.

CUARTA: Se conoció cuatro etapas constructivas críticas para el análisis y diseño de los muros anclados. El análisis mostró resultados diferentes para cada etapa constructiva, y el diseño tuvo resultados diferentes para cada análisis que se hizo, y se cumplió con la mención que encontramos en la Norma E.060 con respecto a muros anclados.

QUINTA: Se comprobó que el edificio tiene una estructura muy rígida; los resultados de los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso están por debajo de los máximos permisibles que indica la Norma E.030: Diseño sismorresistente.

RECOMENDACIONES

PRIMERA: La cohesión es un parámetro del suelo que puede cambiar significativamente nuestros resultados, disminuyendo las fuerzas resultantes del análisis y reduciendo el área de acero para el diseño; no considerar este parámetro es una forma de irnos por el lado de la seguridad, pero si se realiza un ensayo de mecánica de suelos de calidad se debe considerar el valor de esta propiedad o al menos una parte.

SEGUNDA: Se debe considerar el ángulo de inclinación del anclaje con respecto a la horizontal no menor a 10 grados para no complicar el llenado del bulbo y no mayor a 45 grados ya que la descomposición de la resultante puede incrementar la fuerza vertical y provocar la penetración de la pantalla en el suelo donde se apoya.

TERCERA: Para colocar los anclajes, se debe realizar un estudio del lugar; debemos conocer por dónde pasan las conexiones subterráneas, si tenemos sótanos vecinos o causas probables que nos impidan la colocación de los anclajes o sus desvíos.

CUARTA: Los anclajes deben estar separados a una distancia vertical y una distancia horizontal no muy grandes, recomendablemente la misma distancia para ambas direcciones y no mayores a 3 metros, esto para asegurar ante la posible falla de algún anclaje, la redistribución de las fuerzas a los anclajes cercanos y evitar alguna falla progresiva.

REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2001). (2001). Washington D.C., U.S.A.*
- Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón (ACI 224R-01). (2001). U.S.A.*
- Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural (ACI 318S-05) . (2005). U.S.A.*
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14). (2014).USA.*
- Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (CIRSOC 201-2005). (2005). Argentina.*
- Norma E.020 "Cargas". (2006). Lima, Perú.*
- Norma E.030 "Diseño Sismorresistente". (2016). Lima, Perú.*
- Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones". (2009). Lima, Perú.*
- Norma E.060 "Concreto Armado". (2009). Lima, Perú.*
- Norma E.070 "Albañilería". (2006). Lima, Perú.*
- Harmsen, T. E. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima.*
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima.*
- Figuroa , G., Rodríguez , F., & Zelada, E. (2011). Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador. San Salvador, El Salvador.*
- Calavera, J. (1989). Muros de Contención y Muros de Sótano. Madrid.*
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). Geotechnical Engineering Circular N° 4. Washington D.C.*
- Strom, R. W., & Ebeling, R. M. (2001). State ofthe Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining. Washington D.C.*
- Strom, R. W., & Ebeling, R. M. (2002). Simplified Procedures for the Design of Tall, Stiff Tieback Walls. Washington D.C.*
- Strom, R., & Ebeling, R. (2002). Methods used in tieback wall design and construction to prevent local anchor failure. Washington,DC.*
- Xanthakos, P. P. (1991). Ground Anchors And Anchored Structures. Washington D.C.*

BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2001). (2001). Washington D.C., U.S.A.*
- Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón (ACI 224R-01). (2001). U.S.A.*
- Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural (ACI 318S-05) . (2005). U.S.A.*
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14). (2014).USA.*
- Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (CIRSOC 201-2005). (2005). Argentina.*
- Norma E.020 "Cargas". (2006). Lima, Perú.*
- Norma E.030 "Diseño Sismorresistente". (2016). Lima, Perú.*
- Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones". (2009). Lima, Perú.*
- Norma E.060 "Concreto Armado". (2009). Lima, Perú.*
- Norma E.070 "Albañilería". (2006). Lima, Perú.*
- Harmsen, T. E. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima.*
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima.*
- Figuroa , G., Rodríguez , F., & Zelada, E. (2011). Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Resiente en el Salvador. San Salvador, El Salvador.*
- Calavera, J. (1989). Muros de Contención y Muros de Sótano. Madrid.*
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). Geotechnical Engineering Circular N° 4. Washington D.C.*
- Strom, R. W., & Ebeling, R. M. (2001). State ofthe Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining. Washington D.C.*
- Strom, R. W., & Ebeling, R. M. (2002). Simplified Procedures for the Design of Tall, Stiff Tieback Walls. Washington D.C.*
- Strom, R., & Ebeling, R. (2002). Methods used in tieback wall design and construction to prevent local anchor failure. Washington,DC.*
- Xanthakos, P. P. (1991). Ground Anchors And Anchored Structures. Washington D.C.*

