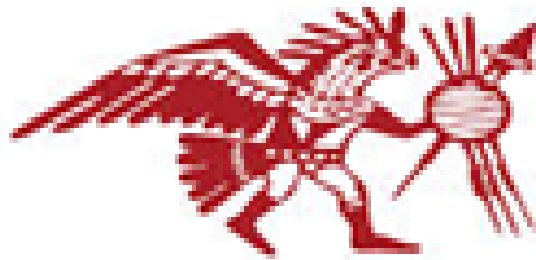


UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil



**“Aplicación de Elementos Finitos en la Evaluación Comparativa del
Cálculo de Deformaciones en los pavimentos para Obras Viales Urbanas
Estatales en el Cusco”**

TESIS Presentado por:

Br. WILBERT SIVINCHA TORRES

Para optar al título profesional de INGENIERO CIVIL

ASESOR TÉCNICO : Mgt. Ing. César Arbulú Jurado

ASESOR METODOLÓGICO : Dr. Edward Jesús Aguirre Espinoza

CUSCO – PERÚ

2017

DEDICATORIA

A Dios Todopoderoso por haberme dado salud y vida para poder llegar hasta este momento de mi vida y lograr mis objetivos y además por su infinita bondad y amor.

A mis padres Ernesto e Isabel

Por haberme dado la vida, por sus consejos, sus valores, que han cultivado en mí para ser una persona de bien, pero más que nada por su amor.

A mis Hermanos Julia, Isaías, Gabriel y Tiburcio† por sus constantes apoyos y consejos.

A mi tía Rosa y mi Padrino Nicolás

Por haberme cuidado desde muy pequeño, y por sus sabios consejos de hacer las cosas siempre bien y andar en el camino correcto

El autor

AGRADECIMIENTO

En el presente trabajo de tesis primeramente agradezco a Dios por bendecirme para llegar hasta donde he llegado, porque hiciste realidad este sueño anhelado. En segundo lugar A la UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS, por darme la oportunidad de estudiar y ser un profesional. y finalmente a todos los docentes por su esfuerzo y dedicación, quienes con su conocimiento, experiencia, paciencia y motivación han influido en mí, para que pueda terminar mis estudios con éxito.

El Autor

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
RESUMEN	14
INTRODUCCIÓN.....	16
CAPÍTULO I	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA OBJETO DE INVESTIGACIÓN	1
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.2.1 PROBLEMA GENERAL	2
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS	2
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.4 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.4.1 HIPÓTESIS GENERAL.....	3
1.4.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICOS.....	3
1.5 VARIABLES DE ESTUDIO	3
1.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE	3
1.5.3 VARIABLE DEPENDIENTE	3
1.5.4 VARIABLE INTERVINIENTE	3
1.6 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE	4
1.7 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.7.1 ORIGINALIDAD	4
1.7.2 PERTINENCIA.....	4
1.7.3 RELEVANCIA	5
1.7.3 OPORTUNIDAD.....	5
1.7.4 FACTIBILIDAD	5
1.8 DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
1.8.1 DELIMITACIÓN TEMPORAL	6
1.8.2 DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.....	6
1.8.3 DELIMITACIÓN SOCIAL	6
1.8.4 DELIMITACIÓN ESPACIAL	6
CAPÍTULO II	7
MARCO TEÓRICO	7

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	7
2.2 BASES TEÓRICAS.....	8
2.3 MARCO CONCEPTUAL.....	9
2.3.1 SUELO BLANDO	9
2.3.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE SUELOS BLANDOS.....	10
2.3.3 PEDRAPLENES.....	16
2.3.4 PROPIEDADES FISICO MECANICAS DE LOS PEDRAPLENES.....	17
2.3.5 ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD PEDRAPLENES	22
2.3.6 ENSAYO CBR.....	23
2.3.7 CRITERIOS GEOTÉCNICOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS	25
2.3.8 NORMATIVA DE LAS OBRAS VIALES URBANAS EN EL PERÚ.....	26
2.3.9 DISEÑO DE PAVIMENTOS URBANOS.....	27
2.4 MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN	29
2.4.1 DEFLEXION	29
2.4.2 MEDIDA DE LA DEFLEXIÓN Y DETERMINACIÓN DEL RADIO DE CURVATURA DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE EMPLEANDO LA VIGA BENKELMAN SEGÚN NORMA MTC 1002-2000.....	30
2.5 FACTORES QUE GENERAN ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS FLEXIBLES	33
2.5.1 CARGA VEHICULAR.....	33
2.5.2 ACCIÓN DEL TRÁNSITO SOBRE LOS PAVIMENTOS.....	34
2.5.3 ÁREA DE CONTACTO DE LAS LLANTAS SOBRE EL PAVIMENTO	34
2.5.4 PRESION DE CONTACTO DE LAS LLANTAS.....	37
2.5.5 FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA	37
2.6 MODELOS MATEMATICOS PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES	38
2.6.1 TEORIA DE BOUSSINESQ	39
2.6.2 TEORIA DE BURMISTER	40
2.6.3 METODO DE ODEMARK	41
2.6.4 PROGRAMAS COMPUTACIONALES PARA ESTIMAR LOS ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS.....	41
2.7 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	42
2.7.1 MODELAMIENTO POR ELEMENTOS FINITOS	44
2.7.2 ANALISIS DRENADO Y NO DRENADO	48
2.8 ALGUNAS CONSIDERACIONES PARA UTILIZACION DEL METODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	49
2.8.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	49
2.8.2 SOFTWARE PLAXIS	50

2.9 MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO.....	54
2.9.1 RELACION ENTRE LOS PARAMETROS DEL MODELO BASICO Y EL COMPORTAMIENTO REAL DEL SUELO.....	54
2.9.2. MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES.....	55
2.10 DESPLAZAMIENTOS TOTALES	57
2.11 PROYECTOS ANALIZADOS	59
CAPÍTULO III	60
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	60
3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN	60
3.3 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.4 METODO DE INVESTIGACIÓN.....	60
3.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.....	61
3.5.1 TÉCNICAS.....	61
3.5.2 INSTRUMENTOS	61
3.6 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	62
CAPÍTULO IV	63
DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN	63
4.1 MODELAMIENTO N° 01: PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA VÍA VEHICULAR Y PEATONAL DE LA PROLONGACIÓN VÍA EXPRESA ENTRE EL SECTOR MISKAPAMPA DISTRITO DE SAN JERÓNIMO – CUSCO”	63
4.1.1 PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DE LOS MATERIALES PARA EL MODELAMIENTO N° 01	64
4.1.2 GEOMETRÍA PARA EL MODELAMIENTO N° 01.....	65
4.1.3 SOBRE CARGA DEL TRÁFICO.....	66
4.2 MODELAMIENTO CON ELEMENTOS FINITOS.....	67
4.1.5 MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA VÍA VEHICULAR Y PEATONAL DE LA PROLONGACIÓN VÍA EXPRESA ENTRE EL SECTOR MISKAPAMPA DISTRITO DE SAN JERÓNIMO - CUSCO”	80
4.2 MODELAMIENTO N° 02 MODELAMIENTO DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO VÍA EXPRESA TRAMO VISTA ALEGRE - LOS MANANTIALES” CUSCO – 2006.....	81
4.2.1 PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DE LOS MATERIALES PARA EL MODELAMIENTO N° 02 82	
4.2.2 GEOMETRÍA PARA EL MODELAMIENTO N° 02.....	83
4.2.2 MEDICION DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO VÍA EXPRESA TRAMO VISTA ALEGRE - LOS MANANTIALES CUSCO - 2006”	90

4.3 MODELAMIENTO N° 03: MODELAMIENTO DE PAVIMENTO DEL PROYECTO “CONSTRUCCIÓN VIA DE EVITAMIENTO TRAMO LOS FRUTALES – Urb. TUPAC AMARU DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN CUSCO – 2003	91
4.3.3 MEDICION DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO “VIA DE EVITAMIENTO TRAMOS LOS FRUTALES – Urb. TUPAC AMARU DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN CUSCO – 2003”	95
4.4 MODELAMIENTO N° 04 MODELAMIENTO DEL PROYECTO "MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. GRAU DESDE LA AV. CENTENARIO HASTA EL INGRESO A LA ZONA DE ZARZUELA PARTE BAJA, ENTRE LOS DISTRITOS DE SANTIAGO Y CUSCO DE LA PROVINCIA DEL CUSCO - 2015"	96
4.4.1 MODELAMIENTO DE PAVIMENTO CON SUELO CBR = 9	96
4.4.2 MEDICION DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO "MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. GRAU DESDE LA AV. CENTENARIO HASTA EL INGRESO A LA ZONA DE ZARZUELA PARTE BAJA, ENTRE LOS DISTRITOS DE SANTIAGO Y CUSCO DE LA PROVINCIA DEL CUSCO".	100
4.5 MODELAMIENTO N° 05: MODELAMIENTO DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. TÚPAC AMARU ENTRE EL JR. MATEO PUMACAHUA Y EL BYPASS DE LA PROLONG. AV. TUPAC AMARU EN EL DISTRITO DE WANCHAQ – CUSCO -2015.	101
4.5.1 MEDICION DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. TÚPAC AMARU ENTRE EL JR. MATEO PUMACAHUA Y EL BYPASS DE LA PROLONG. AV. TUPAC AMARU EN EL DISTRITO DE WANCHAQ, CUSCO - 2015.	108
4.6 RESUMEN DE LOS DEFORMACIONES TOTALES DE LOS 5 MODELAMIENTOS	109
CONCLUSIONES.....	111
RECOMENDACIONES.....	114
BIBLIOGRAFÍA.....	115
ANEXOS	118

INDICE DE TABLAS

	Pág.
TABLA 1. <i>Valores característicos de peso Específico aparente (estado seco) y coeficiente de permeabilidad</i>	11
TABLA 2. <i>Características de los principales tipos de rocas en cuanto a aptitud para cimientos o para formar parte de Pedraplenes</i>	16
TABLA 3. <i>Resistencia a la Compresión Porosidad y Absorción y Peso Específico de las rocas</i>	19
TABLA 4. <i>Densidad Natural de Enrocados o Escolleras</i>	20
TABLA 5. <i>Permeabilidad Medida en presas de escolleras</i>	21
TABLA 6. <i>Categorías de Sub rasante</i>	25
TABLA 7. <i>Especificaciones Técnicas constructivas</i>	28
TABLA 8. <i>Parámetros para el uso de Viga Benkelman</i>	31
TABLA 9. <i>Esquematización y carga máxima de los vehículos</i>	34
TABLA 10. <i>Cargas Transmitidas al Pavimento por Eje y por Rueda</i>	36
TABLA 11. <i>Factores de Equivalencia de Carga</i>	38
TABLA 12. <i>Programas de cómputo para el dimensionamiento de pavimentos flexibles</i>	42
TABLA 13. <i>Programas de cómputo basados en Elementos finitos</i>	42
TABLA 14. <i>Deflexiones Máximas admisibles (1/100mm), bajo un eje de 130kn</i>	58
TABLA 15. <i>Clasificación de tránsito a partir de los ejes equivalentes</i>	58
TABLA 16. <i>Clasificación de sub rasantes según valores de CBR</i>	58
TABLA 17. <i>Propiedades Físico Mecánicas de los materiales</i>	64
TABLA 18. <i>Geometría del modelo del proyecto “Mejoramiento de la vía vehicular y peatonal de la prolongación Vía expresa entre el sector Miskapampa y las Apvs. Washington Vera y Pampachacra, distrito de San Jerónimo, Cusco – Cusco</i>	65
TABLA 19. <i>Equivalencia de áreas de contacto para un eje sencillo con llantas dual de 4 neumáticos</i>	67
TABLA 20. <i>Carga distribuida equivalente, para un eje sencillo con llantas dual de 4 neumáticos</i>	67
TABLA 21. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6 Pedraplen = 0.80m nivel freático 0.80m.</i>	68
TABLA 22. <i>Resultados de modelamiento del suelo con CBR= 6 Pedraplen 0.80m Nivel freático 0.80m para deformación máxima y esfuerzo limite</i>	73

TABLA 23. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6 pedraplen = 1.00m nivel freático 1.80m</i>	74
TABLA 24. <i>Resultados del modelamiento del suelo CBR = 6 Pedraplen = 1.00m nivel freático 1.80m en el rango elastico</i>	75
TABLA 25. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 9 pedraplen = 1.00m nivel freático -1.80m</i>	77
TABLA 26. <i>Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 9</i>	80
TABLA 27. <i>Resultados del ensayo viga Benkelmam</i>	81
TABLA 28. <i>Propiedades Físico Mecánicas del modelamiento N° 02</i>	82
TABLA 29. <i>Geometría del modelo del proyecto “Mejoramiento Vía expresa tramo Vista Alegre – Los Manantiales – Cusco”</i>	83
TABLA 30. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 3</i>	84
TABLA 31. <i>Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 3</i>	87
TABLA 32. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 9</i>	87
TABLA 33. <i>Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 9</i>	90
TABLA 34. <i>Resultados del ensayo viga Benkelman</i>	91
TABLA 35. <i>Propiedades Físico Mecánicas del modelamiento N° 03</i>	91
TABLA 36. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 3</i>	92
TABLA 37. <i>Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 3%</i>	95
TABLA 38. <i>Resultados del ensayo viga Benkelmam</i>	95
TABLA 39. <i>Propiedades Físico Mecánicas del modelamiento N° 04</i>	96
TABLA 40. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 9</i>	97
TABLA 41. <i>Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 9%</i>	99
TABLA 42. <i>Resultados del ensayo viga Benkelmam</i>	100
TABLA 43. <i>Propiedades Físico Mecánicas del modelamiento N° 05</i>	101
TABLA 44. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6</i>	102
TABLA 45. <i>Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 6%</i>	104
TABLA 46. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6</i>	105

TABLA 47. <i>Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 6%</i>	107
TABLA 48. <i>Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6</i>	108
TABLA 49. <i>Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 6%</i>	108
TABLA 50. <i>Resultados del ensayo viga Benkelmam</i>	109
TABLA 51. <i>Resultados del modelamiento promedio de los 5 proyectos</i>	109

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
FIGURA 1. <i>Módulo de elasticidad</i>	12
FIGURA 2. <i>Rangos Granulométricos para obras de tierra (modificado por Dapena 1994)</i> .17	17
FIGURA 3. <i>Representación gráfica de la curva CBR</i>	24
FIGURA 4. <i>Respuesta de los pavimentos frente a las cargas de tránsito</i>	33
FIGURA 5. <i>Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta</i>	35
FIGURA 6. <i>Dimensión del área de Contacto</i>	36
FIGURA 7. <i>Distribución del esfuerzo vertical sobre un área circular cargada</i>	39
FIGURA 8. <i>Esquematización de la teoría de Burmister para pavimentos</i>	40
FIGURA 9. <i>Multicapa Propuesto por la fórmula de Odemark</i>	41
FIGURA 10. <i>Esquema proceso de Discretización</i>	43
FIGURA 11. <i>Posición de los nodos en un elemento de suelo</i>	53
FIGURA 12 <i>Sistema a analizar</i>	54
FIGURA 13. <i>Resultados de los ensayos triaxiales drenados estándar (a) y modelo elástico (b)</i>	55
FIGURA 14. <i>Esquematización de la Geometría del Modelo</i>	66
FIGURA 15. <i>Configuración de vehículo C2 (eje delantero sencillo y trasero dual)</i>	66
FIGURA 16. <i>Modelamiento de la sección transversal típica</i>	67
FIGURA 17. <i>Mecanismos de falla para Modelamiento con CBR = 6 (Drenado), Pedraplen 0.80 Nivel freático 0.80m</i>	69
FIGURA 18. <i>Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 (No Drenado), Pedraplen 0.80 Nivel freático 0.80m</i>	70
FIGURA 19. <i>Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 (Drenado), Pedraplen 1.00m Nivel freático 0.80m</i>	70
FIGURA 20. <i>Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 (No Drenado), Pedraplen 1.00m Nivel freático 0.80m</i>	71
FIGURA 21. <i>Modelamiento con CBR= 6 Diagrama de carga - deformación en Condiciones de suelo No drenado, pedraplen 0.80m, 1.00 m, Nivel freático 0.80m</i>	72
FIGURA 22. <i>Modelamiento con CBR= 6 Diagrama de Carga - Deformación en Condiciones de suelo Drenado. Pedraplen 0.80m, 1.80m y Nivel freático 0.80m</i>	72
FIGURA 23. <i>Modelo CBR 6 Diagrama de carga – Deformación en condiciones de suelo No Drenado, Pedraplen 1.00m, Nivel freático 1.80m</i>	74
FIGURA 24. <i>Modelamiento con CBR = 6 Diagrama de carga – Deformación en condiciones de suelo Drenado Pedraplen 1.00m, Nivel freático 1.80m</i>	75
FIGURA 25. <i>Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 (Drenado), Pedraplen 1.00m Nivel freático 1.80m</i>	76
FIGURA 26. <i>Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 No Drenado, Pedraplen 1.00m Nivel freático 1.80m</i>	76
FIGURA 27. <i>Mecanismos de falla para Modelamiento con CBR = 9 Drenado, Pedraplen 1.00m Nivel freático 1.80m</i>	78

FIGURA 28. Mecanismos de falla para Modelo CBR = 9 No Drenado, Pedraplen 1.00m Nivel freático 1.80m.....	78
FIGURA 29. Diagrama de carga – deformación en condiciones de suelo No Drenado del Modelamiento CBR = 9%.....	79
FIGURA 30. Modelamiento con CBR = 9 Diagrama de carga – deformación en condiciones de suelo Drenado	79
FIGURA 31. Curva de deflexiones de viga Benkelman	81
FIGURA 32. Esquematación de la Geometría del Modelamiento N° 02	83
FIGURA 33. Mecanismos de falla para modelo CBR = 3 No drenado, pedraplen 0.90m y Nivel Freático 0.70m	85
FIGURA 34. Mecanismos de falla para modelo CBR = 3. suelo Drenado, pedraplen 0.90m y Nivel Freático 0.70m	85
FIGURA 35. Modelo CBR= 6 Diagrama de Carga – Deformación en condiciones de suelo No Drenado.....	86
FIGURA 36. Diagrama de Carga – Deformación en condiciones de suelo Drenado para Modelamiento CBR= 6	86
FIGURA 37. Modelo CBR = 9 desplazamientos totales para un pedraplen de 1.20 m, suelo blando con CBR = 9 condición de Drenado.....	88
FIGURA 38. Modelo CBR = 9 desplazamientos totales para un Pedraplen de 0.90m, suelo blando con CBR = 9 condición de No Drenado	88
FIGURA 39. Modelamiento con CBR = 9 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo drenado. pedraplen 1.20m nivel freático 0.70m.....	89
FIGURA 40. Modelamiento con CBR = 9 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo No drenado. pedraplen 1.20m nivel freático 0.70m	89
FIGURA 41. Modelo CBR 3 desplazamientos totales para un Pedraplen de 1.00m, suelo blando con CBR = 3 condición de Drenado.....	93
FIGURA 42. Modelo CBR 3 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo Drenado.	93
FIGURA 43. Modelo CBR 3 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo No Drenado	94
FIGURA 44. Modelo CBR 3 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo No Drenado.	94
FIGURA 45. Modelo CBR 9 desplazamientos totales para un Pedraplen de 0.40m, suelo blando con CBR = 9 condición de Drenado.....	97
FIGURA 46. Modelo CBR = 9 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo Drenado	98
FIGURA 47. Modelo CBR = 9 desplazamientos totales para un Pedraplen de 0.40m, suelo blando con CBR = 9 condición de No Drenado	98
FIGURA 48. Modelo CBR = 9 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo No Drenado.....	99
FIGURA 49. Modelamiento CBR 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -0.65m condición de suelo drenado	102
FIGURA 50. Modelamiento CBR 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -0.65m condición de No suelo drenado.....	103

FIGURA 51. Modelamiento CBR = 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -0.65m condición de suelo No drenado	103
FIGURA 52. Modelamiento CBR = 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -0.65m condición de suelo drenado	104
FIGURA 53. Modelamiento CBR 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -1.40m condición de No suelo drenado	105
FIGURA 54. Modelamiento CBR = 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -1.40m condición de suelo drenado	106
FIGURA 55. Modelamiento CBR 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -1.40m condición de No suelo No drenado	106
FIGURA 56. Modelamiento CBR = 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -1.40m condición de suelo drenado	107

RESUMEN

El presente trabajo de investigación aborda el problema de deformaciones en los pavimentos flexibles y rígidos con presencia de suelos blandos en la sub rasante los cuales son solucionados ejecutando una excavación parcial del suelo blando y es reemplazado por capas de Pedraplen. Para lo cual se ha planteado como objetivo analizar la evaluación comparativa de deformaciones entre dos métodos no destructivos.

Para alcanzar este objetivo se procedió con el modelamiento numérico mediante el método de elementos finitos y con el apoyo de software de geotecnia PLAXIS v8.2 con un modelo de deformación plana para ello se procedió el cálculo de deformaciones de 5 proyectos de pavimentación ejecutados con presencia de suelo blando en la sub rasante con CBR (California Bearing Ratio) iguales desde 3, 6 y 9% con niveles freáticos que variaron desde 0.70m hasta 1.80m desde el nivel natural del terreno y con Pedraplenes de espesor variable como 0.70 hasta 1.20 m y con una sobrecarga de un eje simple dual de 18000 lb que transmite una carga distribuida de 552kN/m^2 ; con estas consideraciones se introdujo los estados de suelo drenado y no drenado al software de Geotecnia Plaxis V8.2.

Así mismo se determinó las ecuaciones constitutivas de los materiales para el pavimento que consisten en dos grupos. El primero en la carpeta asfáltica, base y sub base granular y se desarrollaron en el rango elástico lineal donde se cumple la ley de Hooke y se requiere los parámetros de Modulo de Young y Coeficiente de Poisson. Y el segundo grupo el Pedraplen y suelo Blando requiriendo 5 parámetros básicos: Modulo de Young, Coeficiente de Poisson, Cohesion; Angulo de Fricción, y Angulo de Dilatancia.

Con el apoyo de una herramienta de modelamiento matemático, método de elementos finitos basado en software de modelamiento (Plaxis V8.2), ha sido posible integrar aspectos teóricos para proponer una solución numérica al modelo físico de un pavimento flexible y rígido cimentado en suelo blando y mejorando con capas de Pedraplen, para hacer comparaciones de la deflexión entre en método antes mencionado con el ensayo de deflexión de Viga Benkelman

Finalmente los resultados obtenidos del cálculo de deformaciones de los 5 proyectos de pavimentación a través del método de elementos finitos se compararon con los resultados del ensayo de viga Benkelman obteniéndose resultados que no guardan relación.

ABSTRACT

The present research deals with the problem of deformations in flexible and rigid pavements with the presence of soft soils in the sub floor which are solved by performing a partial excavation of the soft soil and is replaced by layers of Pedraplen. For this purpose it has been proposed to analyze the comparative evaluation of deformations between two non-destructive methods.

In order to reach this objective, numerical modeling was carried out using the finite element method and with the support of geotechnical software PLAXIS v8.2 with a flat deformation model. For this purpose, the deformation calculation of 5 paving projects executed with presence of soft soil in the subgrade with CBR (California Bearing Ratio) equal from 3, 6 and 9% with phreatic levels that varied from 0.70m to 1.80m from the natural level of the terrain and with Pedraplenes of variable thickness as 0.70 to 1.20 m With an 18000 lb dual single axis overhead transmitting a distributed load of 552 kN/m²; With these considerations, the states of drained and non-drained soil were introduced to the Geotechnics Plaxis V8.2 software.

Also the constitutive equations of pavement materials consisting of two groups were determined. The first one in the asphalt, base and sub-base granular and were developed in the linear elastic range where the law of Hooke is fulfilled and the parameters of Young's Modulus and Poisson's Coefficient are required. And the second group the Pedraplen and Soft soil requiring 5 basic parameters: Young's Modulus, Poisson's Coefficient, Cohesion; Friction Angle, and Dilation Angle.

With the support of a mathematical modeling tool, finite element method based on software modeling (Plaxis V8.2), it has been possible to integrate theoretical aspects to propose a numerical solution to the physical model of a flexible and rigid pavement cemented in soft soil And improving with layers of Pedraplen, to make comparisons of the deflection between in method previously mentioned with the test of deflection of Beam Benkelman

Finally the results obtained from the calculation of deformations of the 5 paving projects through the finite element method were compared with the results of the Benkelman beam test obtaining results that are unrelated.

INTRODUCCIÓN

A nivel mundial en las últimas tres décadas se han desarrollado nuevos métodos de diseño de pavimentos, las cuales se fundamentan en el cálculo de esfuerzos y deformaciones que se producen en las diferentes capas de estructura del pavimento como respuesta a las cargas impuestas por el tránsito de vehículos. Estos métodos de diseño de pavimentos son denominados “Mecanísticos” o “Racionales” y basan su método en limitar los esfuerzos y deformaciones a los máximos permisibles soportados por la estructura del pavimento.

Las respuestas estructurales de las diferentes capas de la estructura de un pavimento flexible y rígido son limitadas por “criterios de fallas” los cuales son modelos matemáticos que permiten predecir con suficiente certeza la “falla” de una o todas las capas que comprenden la estructura de un pavimento debido a un número de repeticiones de carga vehicular constante.

La importancia de hallar el criterio de falla acorde con la caracterización geotécnica de cada zona o región es trascendental como es el nuestro, debido a que al asumir modelos de otras realidades geográficas se debe tener mucho en cuenta porque las características geotécnicas y ambientales son distintas de cada región.

Por lo tanto en el presente trabajo de investigación se planteó la verificación del cálculo de deformaciones que reportan los estudios de ingeniería a nivel de expediente técnico que se encuentran en los municipios del Cusco, respecto a las deformaciones reportadas usando un modelamiento con elementos finitos y usando los mismos datos reportados en los estudios de suelos de los expedientes.

Para este fin se han revisado una muestra de expedientes técnicos de las entidades del estado tales como la Municipalidad Provincial del Cusco, la Municipalidad Distrital de San Sebastián, la Municipalidad Distrital de Wanchaq y la Municipalidad Distrital de Santiago.

La estructura para el presente trabajo de investigación se compone de 4 capítulos, que se señalan; el primer capítulo comprende el planteamiento del problema, segundo capítulo desarrollo del marco teórico, el tercer capítulo metodología de investigación, cuarto capítulo comprende desarrollo de la Investigación y finalmente conclusiones, recomendaciones y anexos.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA OBJETO DE INVESTIGACIÓN

En la actualidad los expedientes técnicos de las obras ya concluidas de pavimentos flexibles y rígidos de las municipalidades de San Jerónimo, San Sebastián, Wanchaq y de la Municipalidad del Cusco, no cuentan con un cálculo de deformaciones para los mejoramientos de suelos con Pedraplenes, producto de esto, no se sabe cuál es el origen que causó las deformaciones en los pavimentos flexibles y rígidos. El método actualmente usado es evaluar posterior a la colocación de las capas del pavimento (Incluido Pedraplenes) los asentamientos mediante el ensayo de Viga Benkelman.

Frente a este problema los métodos tradicionales de construcción de pedraplenes tienen una baja confiabilidad dado que no están sustentados con ningún cálculo de deformaciones, por tanto se plantea la evaluación de deformaciones mediante el modelamiento con el método de elementos finitos a través del software Plaxis V8.2

Particularmente en los expedientes técnicos no hay un cálculo de deformaciones de los pedraplenes, entonces hay una falencia, por lo tanto hay un problema, en el Perú con mayor incidencia en la sierra una técnica muy generalizada para el mejoramiento de suelos blandos, es el reemplazo del suelo blando por capas de Pedraplen. En algunos casos cuando el reemplazo del suelo blando es parcial debido a su profundidad y por razones económicas se coloca capas de enrocado sobre suelo blando para luego sobre este mejoramiento apoyar el paquete estructural de pavimento flexible. Resulta que de acuerdo a las observaciones efectuadas en campo este tipo de solución presenta con el transcurrir de los años problemas de deformación y capacidad de carga como es el caso de la Av. La Cultura, Vía de Evitamiento, Vía expresa y otros.

Por lo tanto el presente trabajo pretende incorporar un método para el cálculo de asentamientos previos a la ejecución de la capa de pedraplen mediante el modelamiento por el método de elementos finitos basado en un software de geotecnia "Plaxis V8.2".

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

¿Cómo es la aplicación del Método de Elementos Finitos en la Evaluación Comparativa del cálculo de Deformaciones en los Pavimentos para Obras Viales Urbanas Estatales en el Cusco?

1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Cómo se determina los parámetros necesarios y la geometría del modelo para la aplicación de elementos finitos en la evaluación comparativa del cálculo de deformaciones en los pavimentos?

¿Cuáles son las diferencias cuantitativas entre los resultados de los métodos de cálculo de los asentamientos en los pavimentos para obras viales utilizando el modelamiento con elementos finitos comparados con los resultados del ensayo de Viga Benkelman de los Expedientes Técnicos de las obras viales urbanas estatales en la ciudad del Cusco?

¿Cómo se analiza el comportamiento de las diferentes capas de la estructura del pavimento mediante el modelamiento de elementos finitos, con el apoyo de software PLAXIS?

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Aplicar el método de Elementos Finitos en la Evaluación Comparativa del cálculo de Deformaciones en los pavimentos para Obras Viales Urbanas Estatales en el Cusco.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a). Determinar los parámetros necesarios y la geometría del modelo para la aplicación de elementos finitos en la evaluación comparativa del cálculo de deformaciones en los pavimentos.
- b). Determinar las diferencias cuantitativas entre los resultados de los métodos de cálculo de los asentamientos en los pavimentos para obras viales utilizando el modelamiento con elementos finitos comparados con los resultados del ensayo de Viga Benkelman de los Expedientes Técnicos de las obras viales urbanas estatales en la ciudad del Cusco.

- c). Analizar el comportamiento de las diferentes capas de la estructura del pavimento mediante el modelamiento de elementos finitos, con el apoyo de software PLAXIS V.8.2 en pavimentos.

1.4 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 HIPÓTESIS GENERAL

Las diferencias cuantitativas entre los resultados de los métodos de cálculo de los asentamientos en los pavimentos de obras viales urbanas comparados con los resultados usando el modelamiento con elementos finitos serian sustantivas.

1.4.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICOS

- a). Se Determinarían los diferentes espesores de Pedraplen en los pavimentos y la geometría del modelo para la aplicación de elementos finitos en la evaluación comparativa del cálculo de deformaciones en los pavimentos.
- b). Se Determinara las diferencias cuantitativas entre los resultados de los métodos de cálculo de los asentamientos en los pavimentos para obras viales utilizando el modelamiento con elementos finitos comparados con los resultados del ensayo de Viga Benkelman de los Expedientes Técnicos de las obras viales urbanas estatales en la ciudad del Cusco.
- c). Con el análisis del comportamiento de las diferentes capas de la estructura del pavimento mediante modelamiento con elementos finitos en obras viales urbanas se evidenciara oportunidades de mejora en futuros expedientes técnicos.

1.5 VARIABLES DE ESTUDIO

1.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

- Propiedades físico mecánicas de los suelos

1.5.3 VARIABLE DEPENDIENTE

- Diferencias cuantitativas entre los resultados de los métodos.
- Deformaciones calculadas en los expedientes técnicos.

1.5.4 VARIABLE INTERVINIENTE

- Modelamiento numérico (con el apoyo de software Plaxis)
- Especificaciones técnicas para la construcción de pedraplenes.

1.6 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE

Diferencia cuantitativa = Asentamiento calculado en el expediente técnico - Asentamiento calculado en el modelamiento por elementos finitos

1.7 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La creciente economía de nuestro país en los últimos años ha generado el desarrollo de numerosos obras viales, pero con el transcurrir de los años estas presentan diferentes problemas, motivo por el cual en el presente estudio planteamos desarrollar un aporte técnico en la determinación de valores de utilización de desplazamientos y factor de seguridad en obras viales, en lo referente en el reemplazo parcial de suelo blando por capas de Pedraplen para el caso de pavimentos flexibles.

En la presente investigación se ha determinado que a nivel regional no existe ningún trabajo científico y/o tecnológico relacionado sobre esta investigación, por lo que considero que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la especialidad de Ingeniería civil y geotecnia, como guía para determinar en casos se debe reemplazar un estrato de suelo blando por Pedraplenes el cual permite el incremento de la capacidad de carga para soportar un pavimento flexible.

Así mismo se propone dar recomendaciones que contribuyan en la determinación del aporte estructural del Pedraplen cuando este sustituye parcialmente un estrato de suelo blando.

1.7.1 ORIGINALIDAD

El presente trabajo de investigación es original, por cuanto no se ha desarrollado ningún tipo de estudio similar sobre el modelamiento con elementos finitos que es de suma importancia en los cálculos matemáticos que corresponden al expediente técnico y contribuirán en la mejor planificación elaboración y ejecución de obras civiles.

1.7.2 PERTINENCIA

Se aplica en:

Área de ingeniería en general y el área de geotecnia en particular.

En la actualidad es indispensable para cualquier tipo de obras civiles.

1.7.3 RELEVANCIA

a). En lo teórico.- Debido a la problemática existente es de suma importancia realizar un estudio sobre el cálculo de deformaciones y su posterior simulación del comportamiento de estos, por tanto la aplicación de la teoría de elementos finitos es una herramienta muy útil para la prevención de daños que permita dar a conocer las posibles razones de fallas en los pavimentos flexibles y regidos que en la actualidad es un tema que está tomando cada vez más de importancia y relevancia.

b). En lo práctico.- Debido a la ubicación geográfica de ciertas obras es posible la ocurrencia de fallas que puedan causar problemas que se presentan en los diseños de estructuras viales.

Por estas razones, el estudio es necesario para la seguridad física logrando un buen diseño de las obras viales ya que estas son sometidas al efecto sobrecargas vehiculares.

c). En lo metodológico.- En la actualidad con el avance del desarrollo tecnológico de la informática y los ordenadores, una mejor opción es la simulación mediante modelos matemáticos que son herramientas que pueden ayudar al diseño explicando el comportamiento de los pedraplenes en suelos blandos los cuales permiten modelar y analizar los resultados.

d). En lo empresarial.- El presente trabajo pretende tener una orientación claramente práctica que facilite su aplicación a la realidad, siendo esta como tal de gran ayuda para empresas dedicadas al rubro de la construcción de obras viales. Además, permite afianzar y profundizar los conocimientos de nuevas herramientas computacionales que ayudan a un rápido análisis y comprensión de modelos matemáticos para el desarrollo de actividades en el ámbito de la ingeniería.

1.7.3 OPORTUNIDAD

Es oportuna esta investigación por cuanto, los resultados obtenidos serán de vital importancia para la determinación de una buena planificación, elaboración y ejecución de obras viales urbanas en la ciudad del Cusco.

1.7.4 FACTIBILIDAD

El desarrollo de la investigación fue factible, por cuanto se tiene acceso a la información de datos necesarios para la realización de la modelación.

1.8 DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.8.1 DELIMITACIÓN TEMPORAL

La información que se utilizará para el presente trabajo de investigación estará constituida por una muestra de expedientes técnicos de obras viales de la ciudad de Cusco.

1.8.2 DELIMITACIÓN CONCEPTUAL

La investigación se limita al estudio comparativo de los resultados de dos métodos diferentes en el cálculo de deformaciones en los pavimentos.

1.8.3 DELIMITACIÓN SOCIAL

Entidades públicas involucradas en la construcción de obras viales urbanas en la ciudad del Cusco.

1.8.4 DELIMITACIÓN ESPACIAL

Los expedientes técnicos de obras viales estatales fueron utilizados tales como la Municipalidad Provincial del Cusco, la Municipalidad Distrital de San Sebastián, la Municipalidad Distrital de Wanchaq y la Municipalidad Distrital de Santiago.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Para el presente trabajo de investigación no se han hallado ningún trabajo de investigación en la aplicación de modelos matemáticos numéricos específicamente en lo referente a cálculo de deformaciones en pavimentos en obras viales, pero si reportan trabajos similares en otras áreas como son la construcción de represas, tratamiento de suelos blandos en otras regiones de los cuales se menciona algunos trabajos:

a). Autor: Juan Pablo Zamora Beyk

Título: Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes.

Universidad: Pontificia Universidad católica del Perú.

Especialidad: Ingeniería Civil.

El objetivo principal de este trabajo es explicar de manera clara los procedimientos para la mejora de los suelos blandos usando los métodos de precarga, drenes verticales y columnas de grava.

Conclusiones:

La técnica de precarga puede evitar la consolidación primaria y reducir la consolidación secundaria durante el proceso de construcción de los terraplenes. La precarga es efectiva y es el método más económico para la mejora del terreno, sin embargo el proceso generalmente toma mucho tiempo.

El drenaje radial es el que domina en el proceso de consolidación debido a que la separación entre drenes es menor que la distancia del drenaje vertical. Además el coeficiente de consolidación horizontal (C_r) es mucho mayor que el coeficiente de consolidación vertical (C_v). Como órdenes de magnitud se puede considerar a C_r como de dos a diez veces mayor que C_v .

Los efectos de mejora con columnas de grava son apreciables cuando el suelo tiene más de 15% de finos. Los suelos con finos no responden al efecto de la vibración y hay que proceder a la sustitución del terreno. (Zamora Beyk, 2014)

b). Autor: Carolina Andrea Camargo García, Alba Lucia González Escamilla

Título: Modelamiento de problemas de Estructuras de contención lateral mediante programa de Elementos Finitos.

Universidad: Universidad Industrial de Santander.

Especialidad: Ingeniería Civil.

El objetivo de la presente investigación fue elaborar una guía para los estudiantes y docentes de ingeniería civil, que facilite el modelamiento de problemas sobre estructuras de contención lateral mediante programas de elementos finitos.

En el presente trabajo se llegaron a las siguientes Conclusiones:

La exactitud de los resultados obtenidos del software depende en gran parte de la precisión del estudio geotécnico realizado al suelo que soportara la estructura de contención, a los ensayos realizados en laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de los muros de retención y a la correcta definición de las fases de construcción por etapas. (Camargo Garcia & Gonzales Escamilla, 2011)

Para este proyecto no se realizó ningún tipo de ensayo de laboratorio ni estudios geotécnicos, los datos usados en los problemas propuestos fueron tomados de bases de datos existentes.

La generación de una malla de elementos finitos demasiado refinada incrementa el número de nodos y puntos de esfuerzo, permitiendo mayor información en la zona de estudio, esto a su vez aumenta significativamente el tiempo requerido para el procesamiento de los cálculos y exige la utilización de un computador con buen procesador, suficiente memoria RAM y tener la mínima cantidad de programas trabajando simultáneamente para evitar que el equipo se bloquee.

Cuando la cohesión de un suelo específico es cero el programa recomienda utilizar un valor aproximado a este, para que el rendimiento del cálculo no se vea afectado. (Camargo Garcia & Gonzales Escamilla, 2011)

2.2 BASES TEÓRICAS

En nuestro país con mayor frecuencia en la sierra, una técnica muy generalizada desde hace años para el mejoramiento de los suelos blandos, es reemplazar el suelo blando por capas de Pedraplen. En algunos casos cuando el suelo es blando es reemplazado en su totalidad entonces no existe mayor problema puesto que la sub rasante paso a tener excelentes características mecánicas; pero en otros casos cuando es reemplazado el suelo blando parcialmente debido a su profundidad del espesor que presentan y por razones económicas o recomendaciones técnicas, se coloca capas de Pedraplen sobre suelo blando retirado parcialmente, para luego sobre este mejoramiento apoyar el paquete estructural del pavimento flexible y rígido. (Tupayachi, Marmanillo Carlos, 2009).

Con las observaciones efectuadas en campo la solución planteada anteriormente de reemplazo parcial de capas de Pedraplen por suelo blando, presenta con el transcurrir del tiempo problemas de deformación y capacidad de carga como es el caso de los pavimentos tomados como referencia, para la presente tesis: Vía expresa en diferentes tramos, Vía de Evitamiento y Prolongación de la avenida de la Cultura (sector Enaco y Cachimayo) en la ciudad de Cusco.

2.3 MARCO CONCEPTUAL

La técnica de la sobre excavación y sustitución es una de las más antiguas, más intuitivas y métodos más simples para modificar la capacidad de los materiales e incrementar la capacidad del soporte de las cimentaciones superficiales. El método consiste en la excavación del material de capacidad pobre o inadecuada y reemplazarlo con un material más rígido y más resistente. Siempre en cuando que el material de reemplazo sea más rígido y más fuerte que el material in situ. La sobre excavación es más común cuando los suelos son muy débiles y muy compresibles, el reemplazo de material suele ser arena, grava o una mezcla de arena y grava, especialmente en situaciones donde el nivel de agua subterránea es alto o cuando es deseable tener un material de soporte y de drenaje libre. (Brown Blade, 2001)

2.3.1 SUELO BLANDO

Ya que existe una gran variedad de tipos de suelos, es necesario describir y clasificar el suelo en términos que transmitan sus características de manera compacta y coherente, generalmente aceptadas y comprendidas por ingenieros geotécnicos e investigadores. (Kempfert & Gebreselassie, 2006).

El término “**Suelo Blando**” es definido como una arcilla o arcilla limosa la cual es genealógicamente joven y se encuentra en equilibrio bajo su propio peso, el cual no había experimentado consolidación secundaria desde su formación. Se caracteriza por el hecho de que solo es capaz de soportar el peso de sobre carga del suelo, y cualquier carga adicional dará lugar a deformaciones relativamente grandes. Se incluyen en este grupo suelos que no han completado la consolidación bajo su propio peso. (Kempfert & Gebreselassie, 2006).

Para identificar un suelo blando se tiene los siguientes criterios que no necesariamente todos deben ser cumplidos: consistencia suave a muy suave (Índice de consistencia $I_c < 0.75$) completamente saturado o muy próximo, esfuerzo cortante no drenado $C_u \leq 40$

kN/m^2 , ligera a mediana propiedad plástica; propiedad tixotrópica (aumento de consistencia con el tiempo), Otra característica desde el punto de vista de su comportamiento mecánico es que presentan valores de CBR (california Bearing Ratio) menores a 10%. (Kempfert & Gebreselassie, 2006).

En general todos los depósitos de suelos blandos y turbas susceptibles de causar serios problemas tienen 3 condiciones en común: son Zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados por suelos muy finos u orgánicos. El primer requisito para superar este tipo de problemas es naturalmente, el detectarlos y ello debe suceder en la etapa de proyecto, antes de que se produzcan costosos daños a la vía terrestre y en momentos de que el ingeniero conserva toda su libertad de acción, incluyendo la capacidad de estudiar un cambio de trazo que lo aleje de la zona que se revele como crítica, para esto es de singular ayuda la fotointerpretación de fotografías aéreas. (Rico Rodriguez & Del Castillo, 2005).

2.3.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE SUELOS BLANDOS

a). Peso específico.- Los pesos específicos se expresan en unidades de peso por volumen, como gramos por centímetro cúbico (gr/cm^3) y toneladas por metro cúbico (ton/m^3).

El peso específico aparente total (γ_t) es el peso de un elemento de un suelo dividido por el volumen de dicho elemento. El peso específico seco es el peso de las partículas minerales dividido por el volumen total de elemento. Los pesos específicos se expresan en unidades de peso por volumen. (Lambe & Witman, 2004).

El peso específico aparente del terreno natural (γ_{nat}) es el peso por unidad de volumen incluida el agua. El peso específico del terreno saturado (γ_{sat}) es el peso por unidad de volumen del terreno con todos los poros llenos de agua. (Tupayachi, 2009).

Los valores característicos de peso específico aparente en estado seco (γ_c) de los suelos blandos se indican en cuadro N° 01.

b). Permeabilidad.- La permeabilidad es el parámetro que permite evaluar la capacidad de transmitir de agua de una fundación en función de la textura de la

misma sin relacionarla con una estructura o forma geométrica. (Gonzales de Vallejo, 2002).

La permeabilidad de un suelo se mide por el coeficiente de permeabilidad (k), los valores característicos para suelos blandos se indican en el cuadro N° 01.

TABLA 1. *Valores característicos de peso Específico aparente (estado seco) y coeficiente de permeabilidad*

TIPO DE SUELO – SEGÚN CLASIFICACION SUC	PESO ESPECIFICO APARENTE EN ESTADO SECO (γ_s) tn/m ³	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k) m/año
ML (Limo)	1.45 - 2.10	0.040 ± 0.021
CL (Arcilla)	1.45 - 2.10	0.024 ± 0.009
OL (Limo Orgánico)	1.45 – 1.70	* No reporta
MH (Limo de alta plasticidad)	1.30 – 1.70	0.049 ± 0.030
CH (Arcilla de Alta Plasticidad)	1.45 – 1.85	0.015 ± 0.015
OH (Arcilla Orgánica)	1.30 – 1.75	* no reporta

Fuentes: Bureau of Reclamation 1976, Asphalt Institute 1997

c). Coeficiente de Poisson Drenado y No Drenado.- Se trata de uno de los parámetros más difíciles de evaluar en el contexto de la mecánica de suelos, pero al mismo tiempo, uno de los más relevantes en el análisis numérico por elementos finitos y particularmente en el modelo Mohr-Coulomb. Normalmente, la relación de Poisson efectiva puede ser evaluada a través de la realización de un ensayo triaxial drenado, midiendo las distintas variables de deformación unitaria. (Nieto Leal, 2009)

Poisson basándose en la teoría molecular demostró que dentro de la zona elástica de cada material la relación entre el acortamiento lateral unitario y el alargamiento axial unitario es constante. Esta constante que designaremos por (ν) se denomina coeficiente de poisson. En mecánica de suelos el coeficiente de Poisson (drenado) con frecuencia se supone entre 0.2 y 0.4. (Ortiz Berrocal, 2008).

Adicionalmente, cuando se utiliza la opción de comportamiento no drenado en el programa PLAXIS se ajusta de forma automática una rigidez aparente para el líquido intersticial basada en dicha relación de Poisson no drenada (por defecto 0,495). (Brinkgreve, 2004)

En este caso específico, el coeficiente de Poisson en términos efectivos deberá ser menor de 0,35. La utilización de valores superiores a este valor implicaría que el

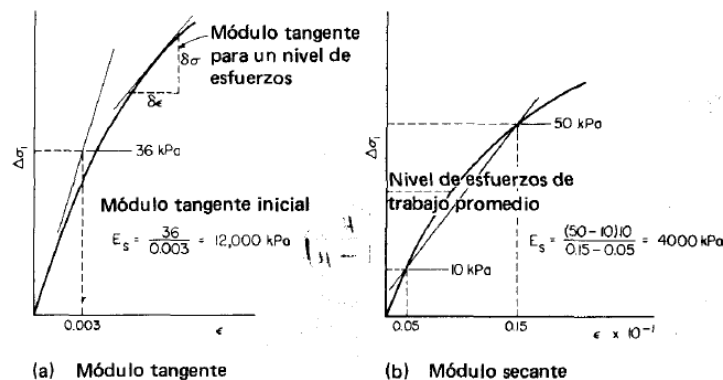
agua no fuera suficientemente rígida con respecto al esqueleto del suelo para simular el comportamiento no drenado. (Nieto Leal, 2009).

d). Módulo de Elasticidad.- De la curva esfuerzo - deformación se puede obtener un valor del módulo de esfuerzo – deformación comúnmente llamado módulo de elasticidad (E). El módulo de esfuerzo deformación y la relación de Poisson se usan ampliamente en el cálculo de los asentamientos, tanto en los métodos convencionales como en el análisis de elementos finitos, los cuales suponen que el suelo es un medio elástico. El módulo de elasticidad es una propiedad de los materiales elásticos se definen con una constante de proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación así: ($E = \Delta\sigma / \Delta\epsilon$). El suelo exhibe características lineales de esfuerzo – deformación solamente a deformaciones extremadamente bajas. (Bowles, 1982).

Hay dos métodos usuales para calcular el modulo esfuerzo deformación a partir de las curvas no lineales de esfuerzo - deformación.

- **Modulo Secante.-** Es un módulo basado en la pendiente de una línea secante. Una línea secante corta la curva esfuerzo – deformación en dos puntos. Cuando se usa, los dos puntos por lo común son igualmente espaciados a partir de esfuerzo de trabajo. (Bowles, 1982)
- **Modulo tangente.-** Es un módulo basado en la línea pendiente de la línea tangente a la curva de esfuerzo – deformación en un punto. El modulo tangente inicial se usa comúnmente (una tangente en el origen) debido a que la pendiente es el origen no está sujeta a factores de medio ambiente tales como tipo de ensayo y presiones confinantes. (Bowles, 1982)

FIGURA 1. Módulo de elasticidad



Fuente: (Bowles, 1982).

Para el caso de diseño de pavimentos se utiliza el denominado Modulo de Resiliencia que se define como el “Modulo tangente inicial de una curva de esfuerzo – deformación de un ensayo triaxial que ha sido ejecutado varias veces con el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma_1$) de un valor aproximado al esfuerzo de trabajo. (Bowles, 1982).

Para el presente trabajo de investigación se utilizara una correlación para determinar el módulo de deformación, basado en el ensayo CBR (California Bearing Ratio) cuya expresión es la siguiente: (Bowles, 1982)

$$E = 10 * CBR \text{ (Mpa)}$$

Dónde:

E = Modulo de Elasticidad sus unidades son expresados en Mpa, kN/m²

CBR = Ensayo de relación de soporte de california (California Bearing Ratio) expresado en %

- **Módulo de Elasticidad Drenado y no Drenado**

La Teoría de la Elasticidad ofrece una relación entre el módulo de elasticidad no drenado E_u , y el drenado, E' :

$$E' = E_u * (1 + \nu') * (1/1,5)$$

Para la mayor parte de los suelos, es posible adoptar un valor aproximado de $\nu' = 0,30$, luego la expresión anterior se traduce en:

$$E' = 0,89 * E_u$$

Dónde:

E_u : Módulo de elasticidad no drenado

E' : Módulo de elasticidad Drenado

ν' : Coeficiente de Poisson

Se emplea habitualmente esta relación para obtener el módulo E' a partir del E_u en suelos arcillosos de firmes a duros en los que el comportamiento elástico pueda ser admitido. (Geotecnia, 2016)

e). **Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.-** En Mecánica de suelos la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos, para adaptarse a las cargas que actúan sobre ellas sin fallar. Esto es debido a varias razones: en primer lugar la resistencia de los suelos a ciertos

tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo es tan baja que generalmente no tiene importancia. (Bowles, 1982)

En general se acepta que la resistencia cortante de los suelos se debe por lo menos en parte a la fricción que se desarrolla entre sus granos cuando hay una tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento es:

$$F = \mu * \sigma'$$

Dónde:

μ ; Recibe el nombre de fricción entre las superficies de contacto, σ' presión normal

Analógicamente entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y (σ') presión normal a que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento (T) puede relacionarse con (σ') por una expresión del tipo $\sigma \tan \theta$. (Bowles, 1982)

$$S = T_f = \sigma' * \tan \theta$$

Dónde: S = Resistencia friccionante

θ = Angulo de fricción interna del suelo

σ' = Presión normal

T_f = esfuerzo cortante actuante o de falla.

Para determinar la cohesión de suelos blandos utilizaremos una correlación con el ensayo CBR, por tratarse de un ensayo utilizado en carreteras y la prueba se efectúa en estado saturado cuya expresión es la siguiente: (Bowles, 1982).

$$CBR = 0.09 * C \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

C= cohesión expresado en unidades de kN/m^2

Las Formulas de Modulo de Elasticidad en función de CBR: $E = 10 * CBR$ (Mpa)

y la Formula de $CBR = 0.09 * C \text{ (KN/m}^2\text{)}$ se usaran más adelante cuadro N° 10

f). Angulo de Fricción.- El ángulo de fricción es uno de los parámetros más comunes en la mecánica de suelos y es utilizado para numerosos procedimientos de diseño de fundaciones y otras estructuras geotécnicas. En general, el ángulo θ hace referencia a la

medida de la resistencia cortante debida a la fricción mecánica directa entre las partículas de suelo. El valor del ángulo de fricción caracteriza notoriamente a cada tipo de suelo, y puede ser determinado a partir de procedimientos de laboratorio y de campo, a través de correlaciones y gráficos; y si no se cuenta con ninguna otra información puede obtenerse a partir de tablas. (Nieto Leal, 2009)

El ángulo de fricción interna depende de:

La composición mineralógica

El tamaño de las partículas.

f). Angulo de Dilatancia.- La Dilatancia es una propiedad de los materiales utilizada frecuentemente para describir el incremento en volumen de un material granular frente a un esfuerzo de corte. Al aplicar alto confinamiento sobre materiales granulares se puede observar una alteración en su comportamiento, donde a mayor presión se vuelven netamente contractivos, en régimen de altos esfuerzos también puede dar lugar a la ruptura de fragmentos generando así una disminución en la distancia del material. El índice o razón de dilatancia se representa comúnmente a través del ángulo de dilatancia (ψ) como: (Nieto Leal, 2009)

$$\psi = \tan^{-1} (d\varepsilon_v/dy)$$

Dónde:

$d\varepsilon_v$: representa la deformación volumétrica y

dy : representa la deformación por corte

f). Nivel Freático.- El nivel para el cual la presión del agua intersticial es la atmosférica, (es decir presión manométrica nula) se denomina nivel freático representándose por V, y la profundidad desde este nivel hasta el elemento A es Z. En general, el nivel freático no se encontrará en la superficie del relleno sino, más bien, a una cierta profundidad bajo la misma. Con un relleno arcilloso el suelo inmediatamente por encima del nivel freático estará saturado por efecto capilar, existiendo un grado de saturación elevado hasta la superficie del terreno. Una aproximación útil al caso real puede obtenerse suponiendo el suelo está completamente saturado hasta la superficie del terreno. (Lambe & Witman, 2004)

2.3.3 PEDRAPLENES

Los Pedraplenes son un conjunto de relleno artificial de rocas para fines de construcción de obras civiles, pueden identificarse con otros nombres en otros países por ejemplo en México se les denomina Enrocamiento, en la literatura española se le denomina escollera quienes con bastante acierto clasifican dos tipos de relleno de acuerdo al tamaño de las partículas clasificándolos como escolleras, pedraplenes todo uno y terraplenes. (Comité Español de Grandes Presas, 1998)

En los Pedraplenes se distinguirán tres partes o zonas constitutivas:

- (a) Base, parte inferior del Pedraplén, en contacto con el terreno natural (fundación).
- (b) Cuerpo, parte del Pedraplén comprendida entre la base y la transición.
- (c) Transición, formada por la parte superior del Pedraplén y con espesor igual a un metro (1 m), salvo que los planos o las especificaciones especiales modifiquen dicha magnitud.

Corona (Capa subrasante). Es la zona comprendida entre la transición del Pedraplén y la superficie de la explanación. Sus dimensiones y características son las mismas que se establecen para la corona de los terraplenes y están definidas en la sección 206 del Manual de Carretas del MTC EG-2013.

Los materiales por emplear en la construcción de Pedraplenes pueden proceder de la excavación de la explanación o de fuentes aprobadas y provendrán de cantos rodados o rocas sanas, compactas, resistentes y durables. (MTC EG-2013, 2013)

TABLA 2. Características de los principales tipos de rocas en cuanto a aptitud para cimientos o para formar parte de Pedraplenes

TIPO DE ROCA	CAPACIDAD DE CARGA	MODIFICACION DE RESISTENCIA EN PRESENCIA DE AGUA	COMPACTABILIDAD	ALTERABILIDAD POTENCIAL	OBSERVACIONES
Ígneas ácidas de grano grueso	Muy Alta	Nula	Difícil	Muy Baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Ígneas básicas de grano grueso	Muy Alta	Nula	Difícil	Muy Baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Ígneas ácidas de grano grueso	Muy Alta	Nula	Difícil	Muy Baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Ígneas básicas de grano grueso	Muy Alta	Nula	Difícil	Muy Baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Ígneas no Granulares	Alta	Nula	Muy difícil	Baja	Difíciles de excavar zarandear y compactar

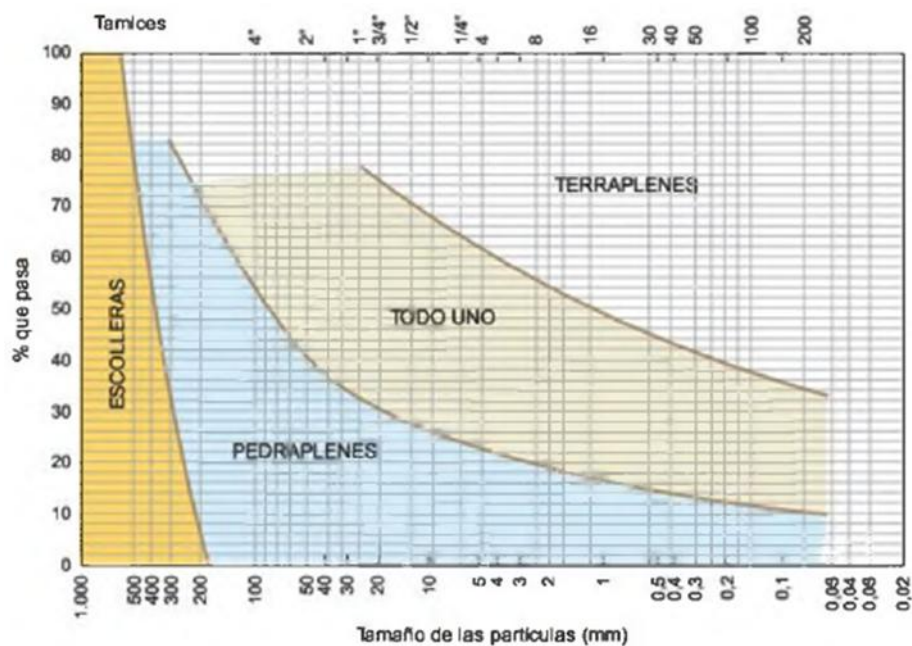
Sedimentarias de Grano Grueso	Alta	Muy Baja	media	Baja	Su capacidad de carga depende del grado de cimentación suelen ser peligrosa si se presentan en capas alteradas con arcilla o si tienen poca cohesión conviene analizar que no presentan oquedales y cuevas solubles muy peligrosas Hay que eliminar zonas meteorizadas Pueden deslizar por los planos de estratificación, si estos son inclinados Muy difíciles de excavar, zarandear y compactar
Sedimentarias de Grano Fino	Alta	Media a Baja	Media a Facil	Media	
Sedimentarias no Granulares	Muy Alta	Baja	Media a Facil	Baja	
Sedimentarias cristalinas	Baja	Muy Alta	Irregular	Muy Alta	
Metamórficas de grano grueso	Alta	Nula	Difícil	Baja	
Metamórficas de grano Fino	Alta a Media	Media a baja	Difícil a Media	Alta	
Metamórficas no Granulares	Muy Alta	Nula	Difícil	Muy Baja	

FUENTE: (Conanma, 2016)

2.3.4 PROPIEDADES FISICO MECANICAS DE LOS PEDRAPLENES

En la figura N° 2 se presenta las curvas granulométricas tipo de los tres grandes grupos de estructuras de materiales sueltos que distingue el PG-3 (Clasificación de suelos para terraplenes – España 2000).

FIGURA 2. Rangos Granulométricos para obras de tierra (modificado por Dapena 1994)



FUENTE: Gonzales de Vallejo Luis, 2002

El grupo de los terraplenes de finos inferior al 10% y un contenido de partículas que pasan por el tamiz N° 25 U.N.E inferior al 30% con la condición de que el tamaño máximo no se superior a dos tercios del espesor de tongada compactada. En los Pedraplenes se busca conseguir un material muy resistente con alto ángulo de rozamiento interno (puede llegar hasta a los 40-50°) y permeable, lo que permite construir rellenos de gran altura (más de 50 m) y con inclinaciones de talud elevadas. . (Gonzales de Vallejo, 2002).

Como intermedio entre los Pedraplenes y terraplenes se consideran los materiales “Todo Uno” en los que predominan los gruesos, pero sin cumplir las condiciones estrictas de Pedraplenes.

En los Pedraplenes y rellenos “todo en uno” también puede distinguirse varias zonas:

Cimiento de 1 m de espesor mínimo.

Núcleo o parte central mayoritaria de la estructura

Espaldones o material que construye los taludes de relleno

Transición, es la zona que corona el núcleo y constituye una transición entre el núcleo y las capas de fuera de la carretera o ferrocarril coronación de una presa etc.

Para los Pedraplenes se emplean:

Rocas adecuadas (con resistencia a la compresión simple superior a 50 MPa. Sin esquistosidad ni foliación).

Rocas que necesitan estudio especial, como las foliadas (pizarras, esquistos, etc.), las porosas (areniscas, rocas volcánicas, etc.) y las alterables (argilitas, margas, etc.); en cualquier caso su resistencia a compresión simple debe estar entre 25 y 50 MPa. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Las rocas inadecuadas son las evolutivas, disgregables, solubles, colapsables, etc. y con resistencia a compresión simple inferior a 25 MPa. Actualmente se tiende a ampliar el campo de los posibles materiales a utilizar, con los debidos estudios, habiéndose realizado Pedraplenes con materiales yesíferos. Al material a emplear se le exige cierta estabilidad frente al agua, la cual suele medirse manteniendo sumergidas 24 horas varias muestras representativas y comprobando que la pérdida del material, en peso, es inferior al 2 %. También se suelen hacer ensayos en laboratorio (con muestras de granulometría paralela a la real de ciclos de humedad-sequedad-desmoronamiento, de

ciclos de hielo-deshielo o de ataque con sulfato magnésico (que simula la acción de la helada). (Gonzales de Vallejo, 2002)

a). Resistencia a la compresión, porosidad, absorción y peso específico.- De acuerdo al origen geológico de las rocas podemos clasificar identificar de la siguiente manera: (Comité Español de Grandes Presas, 1998).

TABLA 3. Resistencia a la Compresión Porosidad y Absorción y Peso Específico de las rocas

TIPO DE ROCA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Mpa)	POROSIDAD (%)	ABSORCIÓN (%)	PESO ESP. (tn/m ³)
Intrusiva Ígnea	≤ 250	≤1%	≤1%	2.7 - 3.0
Intrusiva Efusiva	≤ 200	> 1%	-	2.1 - 2.9
Sedimentaria Silicia	100 -200	-	-	
Sedimentaria Ferrosa	50-120	-	-	
Sedimentaria Calcárea/arcillosa	60-70	-	1.0 - 4.5%	-
Ígneas y metamórficas Intencionalmente meteorizadas y fracturadas (rocas Blancas)	≤ 15	10 - 15%	-	1.8 - 2.6

FUENTE: (Comité Español de Grandes Presas, 1998).

b). Densidad Natural o de campo.- La densidad de campo medida en escolleras de presas será asumida como la densidad de campo para enrocados utilizados en paquetes estructurales de pavimentos por construir el mismo elemento y ejecutado mediante el mismo procedimiento.

La densidad de la escollera compactada depende fundamentalmente del peso específico de la roca de su composición granulométrica, energía de compactación aplicada, espesor de tongada y del equipo de compactación. Esta se obtiene con el paso de los camiones cargados y de los tractores complementado con las pasadas de un rodillo vibratorio liso. Si la roca es dura las partículas finas y pequeñas que se encuentran en la parte superior de la tongada se compactan bien, la energía de compactación se trasmite a la parte inferior de la tongada a través de las partículas grandes lo que produce trabazón y la rotura de los bordes y puntos de contacto entre bloques inicialmente se utilizaban rodillos vibratorios d 3.5 toneladas, con los rodillos vibratorios más pesados se produce una rotura de partículas y una densidad final mayores que lo necesario y los costes de compactación son más elevados. En los ensayos granulométricos de roca

dura, donde la granulometría y densidad se determinan para las mitades superior e inferior de una tongada de 1 m de espesor, la escollera más fina de la mitad superior es alrededor de un 8% más densa que el material más grueso de la mitad inferior de la tongada. (Gonzales de Vallejo, 2002)

TABLA 4. *Densidad Natural de Enrocados o Escolleras*

Ubicación / Tipo	A	B	C
Coronación	2.1	2.2	2.25
Medio	2	2.1	2.25
Fondo	1.9	2	2.05
Promedio General	$Y_{nat} = 2.08 \text{ tn/m}^3$		

FUENTE: Comité Español de Grandes Presas, 1998.

Densidad seca y saturada

Para determinar los valores de Y_d (densidad seca), y Y_{sat} (densidad saturada) recurriremos a las fórmulas de mecánica de rocas.

$$Y_d = Y_{nat} / (1 + W\%)$$

Dónde:

Y_d = Densidad seca de la Roca

Y_{nat} = densidad natural (2.08 tn/m³, asumido del cuadro N° 03)

W% = humedad natural (2.08% asumido en función a porcentajes de absorción típicos que varían entre 1% y 4.5%)

Reemplazando en la formula se obtiene $Y_d = 2.02 \text{ tn/m}^3$.

De la misma forma:

$$Y_{sat} = Y_d + (1 - Y_d / Y_s) * Y_w$$

Dónde:

Y_{sat} = Densidad de la roca en estado saturado.

Y_d = Densidad seca de la roca (2.02 tn/m³, calculo anterior)

Y_s = Peso específico de la roca (2.70 tn/m³, asumido)

Y_w = Peso específico del agua 1.00 tn/m³

Reemplazando en la formula se tiene $Y_{sat} = 2.27 \text{ tn/m}^3$

c). Permeabilidad de enrocados.- Para determinar la permeabilidad de los enrocados nos basaremos en estudios previos en presas de escollera como se detalla en el siguiente cuadro.

TABLA 5. *Permeabilidad Medida en presas de escolleras*

PRESA	Coefficiente de permeabilidad “k”
Balderhead	1x10 ⁻³ cm/seg
	3x10 ⁻¹ cm/seg
LlynBrianne	3x10 ⁻³ cm/seg
	9x10 ⁻³ cm/seg
Scammonden	5x10 ⁻³ cm/seg
MuddyRun	1x10 ⁻¹ cm/seg
Promedio General	6.9x10 ⁻² cm/seg

Fuente: Comité Español de Grandes Presas, 1998.

Se asume entonces que el coeficiente de permeabilidad (k) para enrocados es igual a 6.9x10⁻² cm/seg.

d). Módulo de elasticidad.

Con referencia al módulo de elasticidad para enrocados se tiene los esfuerzos realizados por R. Marsal, siendo la expresión matemática para enrocados de la siguiente manera.

$$E = 1.5 \times 10^3 * (\sigma_3)^{1/3} * (1 - (\sigma_1 - \sigma_3) / (4 \sigma_3))^2$$

Dónde:

E: Modulo tangente de deformación (kg/cm²)

σ₃: esfuerzo de confinamiento lateral en un ensayo triaxial (kg/cm²).

(σ₁ - σ₃): esfuerzo desviador en un ensayo triaxial (kg/cm²).

Para poder determinar el valor de modulo tangente de deformación se recurrió a los datos de las pruebas de compresión triaxial. (Marsal R. 1983)

E= 389kg/cm² equivalente a 38.9 Mpa.

e). Angulo de fricción interna

El comité español de grandes presas de grandes presas efectúa la evaluación de un total de 97 presas de escollera reportadas en diferentes partes del mundo de donde se puede obtener información de campo sobre parámetros mecánicos de la escollera o enrocado, en donde se ha calculado el ángulo de fricción interna (Θ) es igual a 45° ± 5. (Comité Español de Grandes Presas, 1998).

2.3.5 ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD PEDRAPLENES

2.3.5.1 Ensayos en laboratorio

a). Granulometría.

El tamaño máximo no deberá ser superior a los dos tercios (2/3) del espesor de la capa compactada.

Respecto a la Base y el Cuerpo, éstos deben ser construidos en 3 capas sucesivas, de piedra en la parte inferior, de grava en la parte intermedia y de arena gruesa y grava fina en la parte superior. Los espesores mínimos de dichas capas serán: 0,60, 0,25 y 0,15 m, respectivamente. (MTC EG-2013, 2013)

Los materiales pétreos empleados tanto en la transición como en las capas sucesivas del cuerpo del pedraplén, deben satisfacer las siguientes relaciones: (MTC EG-2013, 2013)

$$\frac{I_{15}}{S_{85}} \leq 5$$

$$\frac{I_{50}}{S_{50}} \leq 25$$

$$5 \leq \frac{I_{15}}{S_{85}} \leq 40$$

Así mismo deben tener un coeficiente de uniformidad (d60/d10) inferior a 20:

Siendo I_x la abertura del tamiz por el cual pasa el x por ciento en peso del material de la capa inferior, S_x la abertura del tamiz por el cual pasa el x por ciento en peso de material de la capa superior y d_x el diámetro por el cual pasa el x por ciento en peso del material. (MTC EG-2013, 2013)

b). Resistencia a la abrasión

Al ser sometido al ensayo de Abrasión, según norma de ensayo MTC-E-207, el material por utilizar en la construcción del pedraplén no podrá presentar un desgaste mayor del 30%. (MTC EG-2013, 2013).

2.3.5.2 Ensayos in-situ

El método que se apruebe para compactar las diferentes capas en que se construya el Pedraplén, deberá garantizar la obtención de las compacidades deseadas y, para ello, deberán determinarse en la fase de experimentación, la granulometría del material, el

espesor de cada capa, el equipo de compactación y su número de pasadas. (MTC EG-2013, 2013)

Antes de iniciar los trabajos, el Contratista propondrá al Supervisor el método de construcción que considere más apropiado para cada tipo de material por emplear, con el fin de cumplir las exigencias de esta especificación.

En dicha propuesta se especificarán las características de la maquinaria por utilizar, los métodos de excavación, carga y transporte de los materiales, el procedimiento de colocación, los espesores de las capas y el método para compactarlas. Además, se aducirán experiencias similares con el método de ejecución propuesto, si las hubiere. (MTC EG-2013, 2013).

Durante esta fase se determinará, mediante muestras representativas, la gradación del material colocado y compactado y se definirá sobre el grado de densificación alcanzado.

Así mismo, se efectuarán piques y trincheras sobre el material compactado para verificar la uniformidad con que quedan colocados los materiales de las diversas capas.

Se controlarán, además, mediante procedimientos topográficos, las deformaciones superficiales del Pedraplén, después de cada pasada del equipo de compactación. (MTC EG-2013, 2013)

2.3.6 ENSAYO CBR

El CBR es un ensayo para evaluar la calidad de un material de suelo con base en su resistencia, medida a través de un ensayo de placa a escala. CBR significa en español relación de soporte California, por las siglas en inglés de «California Bearing Ratio». Según la norma ASTM D 1883-07, el CBR es un ensayo de carga que usa un pistón metálico, de 0.5 pulgadas cuadradas de área, para penetrar desde la superficie de un suelo compactado en un molde metálico a una velocidad constante de penetración. (Geotecnia, 2016)

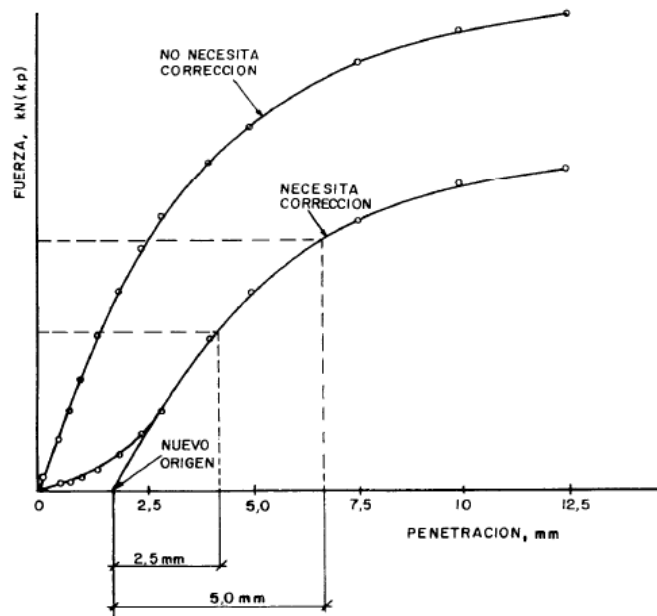
Se define CBR, el parámetro del ensayo, como la relación entre la carga unitaria en el pistón requerida para penetrar 0.1” (2.5 cm) y 0.2” (5 cm) en el suelo ensayado, y la carga unitaria requerida para penetrar la misma cantidad en una piedra picada bien gradada estándar; esta relación se expresa en porcentaje. (Geotecnia, 2016)

$$\text{CBR} = \frac{\text{Carga unitaria de ensayo} * 100}{\text{Carga unitaria de Patrón}}$$

El ensayo mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, permitiendo obtener un (%) de la relación de soporte.

Por cada espécimen de suelo se calculan dos valores de CBR, uno a 0.1" de penetración, y el otro a 0.2" de penetración. La pregunta de siempre es ¿cuál de los dos es el CBR que se reporta? ASTM dice que el que se reporta es el de 0.1" mientras este sea menor que el de 0.2". En el caso en el que el valor de CBR para 0.1" fuera mayor que el de 0.2" habría que repetir el ensayo para ese espécimen.

FIGURA 3. Representación gráfica de la curva CBR



Fuente: Manual de Ensayo de CBR (MTC E 132-2000)

Para la obtención del valor CBR de diseño de la sub rasante, se debe considerar lo siguiente:

1. En los sectores con 6 o más valores de CBR realizados por tipo de suelo representativo o por sección de características homogéneas de suelos, se determinará el valor de CBR de diseño de la sub rasante considerando el promedio del total de los valores analizados por sector de características homogéneas.

2. En los sectores con menos de 6 valores de CBR realizados por tipo de suelo representativo o por sección de características homogéneas de suelos, se determinará el valor de CBR de diseño de la sub rasante en función a los siguientes criterios:

- Si los valores son parecidos o similares, tomar el valor promedio.
- Si los valores no son parecidos o no son similares, tomar el valor crítico (el más bajo) o en todo caso subdividir la sección a fin de agrupar subsectores con valores de CBR parecidos o similares y definir el valor promedio. La longitud de los subsectores no será menor a 100 m.

Son valores de CBR parecidos o similares los que se encuentran dentro de un determinado rango de categoría de sub rasante, según el siguiente Cuadro. N° 6

3. Una vez definido el valor del CBR de diseño, para cada sector de características homogéneas, se clasificará a que categoría de sub rasante pertenece el sector o sub tramo, según lo siguiente: (MTC Norma EG-2013).

TABLA 6. *Categorías de Sub rasante*

Categorías de Sub rasante	CBR
S0 : Sub rasante Inadecuada	CBR < 3%
S1 : Sub rasante Pobre	De CBR ≥ 3% A CBR < 6%
S2 : Sub rasante Regular	De CBR ≥ 6% A CBR < 10%
S3 : Sub rasante Buena	De CBR ≥ 10% A CBR < 20%
S4 : Sub rasante Muy Buena	De CBR ≥ 20% A CBR < 30%
S5 : Sub rasante Excelente	CBR ≥ 30%

Fuente: MTC Norma EG-2013

2.3.7 CRITERIOS GEOTÉCNICOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

a). Se considerarán como materiales aptos para las capas de la sub rasante suelos con $CBR \geq 6\%$. En caso de ser menor (sub rasante pobre o sub rasante inadecuada), o se presenten zonas húmedas locales o áreas blandas, será materia de un Estudio Especial para la estabilización, mejoramiento o reemplazo, donde el Ingeniero Responsable analizará diversas alternativas de estabilización o de solución, como: Estabilización mecánica, Reemplazo del suelo de cimentación, Estabilización con productos o aditivos que mejoran las propiedades del suelo, Estabilización con geosintéticos (geotextiles, geomallas u otros), Pedraplenes, Capas de arena, Elevar la rasante o cambiar el trazo vial sí las alternativas analizadas resultan ser demasiado costosas y complejas.

b). Cuando la capa de sub rasante sea arcillosa o limosa y al humedecerse partículas de estos materiales puedan penetrar en las capas granulares del pavimento

contaminándolas, deberá proyectarse una capa de material anticontaminante de 10 cm. de espesor como mínimo o un geo textil, según lo justifique el Ingeniero Responsable.

La superficie de la sub rasante debe quedar encima del nivel de la napa freática como mínimo a 0.60 m cuando se trate de una sub rasante extraordinaria y muy buena; a 0.80 m cuando se trate de una sub rasante buena y regular; a 1.00 m cuando se trate de una sub rasante pobre y, a 1.20 m cuando se trate de una sub rasante inadecuada. En caso necesario, se colocarán sub drenes o capas anticontaminantes y/o drenantes o se elevará la rasante hasta el nivel necesario.

En zonas sobre los 4,000 msnm, se evaluará la acción de las heladas en los suelos. En general, la acción de congelamiento está asociada con la profundidad de la napa freática y la susceptibilidad del suelo al congelamiento. Sí la profundidad de la napa freática es mayor a la indicada anteriormente (1.20 m), la acción de congelamiento no llegará a la capa superior de la sub rasante. En el caso de presentarse en la capa superior de la sub rasante (últimos 0.60 m) suelos susceptibles al congelamiento, se reemplazará este suelo en el espesor comprometido o se levantará la rasante con un relleno granular adecuado, hasta el nivel necesario. Son suelos susceptibles al congelamiento, los suelos limosos. Igualmente los suelos que contienen más del 3% de su peso de un material de tamaño inferior a 0.02 mm, con excepción de las arenas finas uniformes que aunque contienen hasta el 10% de materiales de tamaño inferior a los 0.02mm, no son susceptibles al congelamiento. En general, son suelos no susceptibles los que contienen menos del 3% de su peso de un material de tamaño inferior a 0.02 mm.

La curva granulométrica de la fracción de tamaño menor que el tamiz de 0.074 mm (Nº 200) se determinará por sedimentación, utilizando el hidrómetro para obtener los datos necesarios. (Norma MTC E109).

Para establecer un tipo de estabilización de suelos es necesario determinar el tipo de suelo existente. Los suelos que predominantemente se encuentran en este ámbito son: los limos, las arcillas, o las arenas limosas o arcillosas.(Manual de Carreteras – MTC 2013).

2.3.8 NORMATIVA DE LAS OBRAS VIALES URBANAS EN EL PERÚ

Las normativas que se dieron para obras viales en el Perú datan de los años 1983, y se publica en el año 2000 con el nombre de especificaciones técnicas para la construcción

de carreteras (EG-2000) documento técnico aprobado con resolución directoral N° 1146-2000-MTC/15.17 del 27 de Diciembre del año 2000.

La norma EG-2000 en su sección 210B habla sobre preparación y mejoramiento de los suelos de la capa de sub rasante, donde indica de los materiales a usar, equipo y los requerimientos de construcción.

En la sección 211B de la misma norma habla sobre Pedraplenes donde indica los rellenos rocosos deben ser construidos en capas sucesivas de suficiente espesor como para contener dentro de ellas la piedra de tamaño máximo pero sin exceder 60cm cuando el tamaño de las piedras necesita un espesor mayor por capa y la altura de relleno puede permitir una profundidad mayor, la profundidad de la capa puede ser aumentada. Sin embargo en ningún caso el espesor de la capa debería ser mayor de un metro. (MTC-EG-2000)

La norma EG-2013 en la sección 206 también habla sobre Pedrapalenes la forma de construcción materiales a usar, granulometría de los materiales, el metrado y el pago.

2.3.9 DISEÑO DE PAVIMENTOS URBANOS

En referencia a la norma CE-010 pavimentos urbanos del reglamento nacional de edificaciones publicada en el año 2010 del capítulo IV “Diseño Estructural de Pavimentos Urbanos”. (MTC, Norma CE-010, 2010).

Método de diseño.- Se podrá utilizar cualquier método de diseño estructural sustentado en teorías y experiencias a largo plazo, tales como las metodologías del Instituto del Asfalto, de la AASHTO-93 y de la PCA, comúnmente empleadas en el Perú, siempre que se utilice la última versión vigente en su país de origen y que al criterio del Profesional Responsable sea aplicable a la realidad nacional. El uso de cualquier otra metodología de diseño obliga a incluirla como anexo a la Memoria Descriptiva. Alternativamente se podrán emplear las metodologías sugeridas en los Anexos B, D y F de esta Norma (MTC, Norma CE-010, 2010).

Diseño estructural.- En cualquier caso se efectuará el diseño estructural considerando los siguientes factores:

- a) Calidad y valor portante del suelo de fundación y de la sub-rasante.
- b) Características y volumen del tránsito durante el período de diseño.

- c) Vida útil del pavimento.
- d) Condiciones climáticas y de drenaje.
- e) Características geométricas de la vía.
- f) Tipo de pavimento a usarse

Especificaciones Técnicas Constructivas

Las especificaciones técnicas a tomar en cuenta se encuentran en los anexos C, E y G de la norma CE-010-MTC y acompañan los lineamientos generales para las especificaciones constructivas de pavimentos asfálticos, de concreto de cemento Portland y con adoquines, respectivamente. Los requisitos mínimos para los diferentes tipos de pavimentos, son los indicados en la siguiente cuadro N° 07 (MTC, Norma CE-010, 2010).

TABLA 7. *Especificaciones Técnicas constructivas*

Tipo de Pavimento		Flexible	Rígido	Adoquines
Elemento				
Sub-rasante		95% de compactación :		
		Suelos Granulares - Proctor Modificado Suelos Cohesivos – Proctor Estándar		
Sub-Base		Espesor Compactado: ≥ 250 mm -Vías Locales y colectores ≥ 300 mm - Vías arteriales y expresas		
		CBR $\geq 40\%$	CBR $\geq 30\%$	
Base		100% Compactación Proctor Modificado	100% Compactación Proctor Modificado	
		CBR $\geq 80\%$	N.A. *	CBR $\geq 80\%$
Imprimación Capa de Apoyo		100% Compactación Proctor Modificado		100% Compactación Proctor Modificado
		Penetración de la Imprimación ≥ 5 mm	N.A. *	Cama de arena fino de espesor comprendido entre 25 y 40 mm.
Espesor de la capa de rodadura	Vías Locales	≥ 50 mm		≥ 60 mm
	Vías Colectoras			
	Vías arteriales	≥ 60 mm	≥ 150 mm	≥ 80 mm
	Vías Expresas	≥ 70 mm		NR**
Material		≥ 80 mm	≥ 200 mm	NR**
	Vías Locales			
	Vías Colectoras	Concreto Asfáltico ***	MR ≥ 3.4 Mpa (34 kg/cm ²)	fc ≥ 38 MPa (380 kg/cm ²)
	Vías arteriales			
	Vías Expresas			

FUENTE: (MTC, Norma CE-010, 2010)

Notas:

N.A* No Aplicable

N.R** No recomendable.

*** El concreto asfáltico debe ser hecho preferentemente con mezcla en caliente.

a). En ningún caso la capa de rodadura será la base granular o el afirmado, a menos que sea tratada. Bajo la responsabilidad de la Entidad encargada de otorgar la ejecución de las obras y del PR, se podrá considerar otras soluciones tales como: Bases tratadas con cemento, con asfalto o cualquier producto químico.

b). En el caso de los pavimentos flexibles y bajo responsabilidad de la entidad encargada de otorgar la ejecución de las obras, se podrá considerar otras soluciones tales como: micro pavimentos, lechadas bituminosas (slurryseal), tratamientos asfálticos superficiales, etc.

c). En el caso de los pavimentos rígidos y bajo responsabilidad de la entidad encargada de otorgar la ejecución de las obras, se podrá considerar otras soluciones tales como: concreto con refuerzo secundario, concreto con refuerzo principal, concreto con fibras, concreto compactado con rodillo, etc.

d). Los estacionamientos adyacentes a las vías de circulación tendrán de preferencia, las mismas características estructurales de estas. Alternativamente se podrán usar otros tipos de pavimentos sustentados con un diseño (MTC, Norma CE-010, 2010).

2.4 MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN

2.4.1 DEFLEXION

Como se ha indicado el pavimento es una estructura constituida por varias capas y materiales (multicapa) que al ser sometida a una determinada sollicitación, normalmente una carga ortogonal al firme que produce un estado de tensiones y deformaciones, se desplaza en sentido vertical en magnitudes muy pequeñas (del orden de centésimas o milésimas de milímetro). Este desplazamiento vertical se conoce con el nombre de deflexión. El análisis de la estructura caracterizada por un modelo de cálculo, permite determinar el desplazamiento teórico y compararlo con el desplazamiento obtenido mediante técnicas de reconocimiento con equipos que miden las deflexiones que se producen bajo una carga de ensayo. (AEPO. 2000)

Las deflexiones producidas en la superficie de un pavimento flexible, por acción de cargas vehiculares, pueden ser determinadas haciendo uso de deflectómetros tales

como el denominado "Viga Benkelman". Llamado así en honor al Ing. A.C. Benkelman, quién la desarrollo en 1953 como parte del programa de ensayos viales de la ASSHTO Road Test. Desde entonces su uso se ha difundido ampliamente en proyectos de evaluación estructural de pavimentos flexibles, tanto por su practicidad como por la naturaleza directa y objetiva de los resultados que proporciona. (Sitecal, 2016).

2.4.2 MEDIDA DE LA DEFLEXIÓN Y DETERMINACIÓN DEL RADIO DE CURVATURA DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE EMPLEANDO LA VIGA BENKELMAN SEGÚN NORMA MTC 1002-2000

a). Aparato

Una viga Benkelman de doble brazo con sus correspondientes diales registradores (al 0.01 mm y recorrido 12 mm) y las siguientes dimensiones fundamentales:

Longitud del primer brazo de ensayo, desde el pivote a la punta de prueba 2,440 m.

Longitud del primer brazo de ensayo, desde el pivote al punto de apoyo del vástago de su dial registrador = 0,610 m.

Longitud del segundo brazo de ensayo, desde el pivote a la punta de prueba = 2,190 m.

Longitud del segundo brazo de ensayo, desde el pivote al punto de apoyo del vástago de su dial registrador = 0,5475 m.

Un camión para ensayo con las siguientes características.

El eje trasero pesará en la balanza 8.175 kilogramos, igualmente distribuidos en sus ruedas duales y estará equipado con llantas de caucho y cámaras neumáticas. Las llantas deberán ser 10" x 20"; 12 lonas e infladas a 5,6 kg/cm² (80 libras por pulgada cuadrada). La distancia entre los puntos medios de la banda de rodamiento de ambas llantas de cada rueda dual deber ser de 32 cm.

Un medidor de presión de inflado.

Un termómetro de 0 a 100 °C con divisiones cada grado.

Un barreno para ejecutar orificios en el pavimento de 4 cm de profundidad y 10 mm de diámetro.

Un cronometro.

Una Wincha de acero de 2 m y otra de 25 m.

Un vibrador.

b). Procedimiento:

El punto del pavimento a ser ensayado deberá ser marcado convenientemente con una línea transversal al camino. Sobre dicha línea será localizado el punto de ensayo a una distancia prefijada del borde. Se recomienda utilizar las distancias indicadas cuadro N° 08.

TABLA 8. *Parámetros para el uso de Viga Benkelman*

Ancho del carril	Distancia del punto de ensayo desde el borde del pavimento
2,70 m	0,45 m
3,00 m	0,60 m
3,30 m	0,75 m
3,60 m o más	0,90 m

Fuente: MTC 1002-2000

- 1). La rueda dual externa del camión deberá ser colocada sobre el punto seleccionado; para la correcta ubicación de la misma, deberá colocarse en la parte trasera extrema del camión una guía vertical en correspondencia con el eje de carga. Desplazando suavemente el camión, se hace coincidir la guía vertical con la línea transversal de modo que simultáneamente el punto quede entre ambas llantas de la rueda dual.
- 2). Se coloca la viga sobre el pavimento, detrás del camión, perpendicularmente al eje de carga, de modo que la punta de prueba del primer brazo coincida con el punto de ensayo y la viga no roce contra las llantas de la rueda dual.
- 3). Se liberan los seguros de los brazos y se ajusta la base de la viga por medio del tornillo trasero, de manera que los dos brazos de medición queden en contacto con los diales.
- 4). Se ajustan a los diales de modo que sus vástagos tengan un recorrido libre comprendido entre 4 y 6 mm. Se giran las esferas de los diales hasta que las agujas queden en cero y se verifica la lectura golpeándolos suavemente con un lápiz. Girar la esfera si es necesario y repetir la operación hasta obtener la posición 0 (cero).
- 5). Se hace avanzar suave y lentamente el camión; se pone en marcha el cronómetro y vibrador y se leen los diales cada 60 segundos. Cuando dos lecturas sucesivas de cada uno de ellos no difieran en más de 0,01 mm, se da por finalizada la recuperación, registrándose las últimas lecturas observadas (L0 y L25)

6). Con el fin de medir la temperatura del pavimento se practica un orificio (antes de comenzar el ensayo y simultáneamente con el trazado de la línea), cuyas dimensiones serán: 4 cm de profundidad y 10 mm de diámetro, aproximadamente, emplazado sobre la línea paralela al eje del camino, que pasa por el punto de determinación de la deflexión y a 50 cm del mismo, en el sentido de avance del camión. Se llena con aceite no menos de 10 minutos antes de iniciar el ensayo, se inserta el termómetro y se lee la temperatura, retirando el mismo antes del desplazamiento del camión.

El rango de temperatura de trabajo deberá quedar dentro de los siguientes límites:

Límite inferior : 5 °C

Límite superior: 35 °C

7). No obstante el límite superior indicado no se deberá efectuar a temperaturas inferiores si ellas producen deformación plástica entre ambas llantas de la rueda dual. Para detectar si dicha deformación se produce, se deberá proceder de la siguiente forma:

Una vez registradas las lecturas L0 y L25, se hace retroceder suave y lentamente el camión hasta que la rueda dual externa quede colocada sobre el punto de ensayo, observando la marcha en la aguja del dial. Sí alcanzada cierta posición la aguja se detiene y luego se observa un desplazamiento en sentido contrario, como si se produjera la recuperación del pavimento, ello indica que existe deformación plástica medible entre ambas llantas de la rueda dual. Esa aparente recuperación puede ser. Debida, también al hecho de que el radio de acción de la carga del camión afecte las patas de la viga.

8). Tampoco deberá efectuarse el ensayo si, aun cuando no se detectara deformación plástica mediante el procedimiento recién indicado, se constatará que el radio de acción de la carga del camión afecta las patas de la regla, para lo cual se procederá de la siguiente forma:

Una vez registradas las lecturas de los diales, se hace retroceder lentamente el camión observando el dial del primer brazo. Cuando se observe que el dial comienza a desplazarse causando la deformación producida por la carga, se marca sobre el pavimento la posición de la guía vertical y se detiene el retroceso del camión.

9). Se mide la distancia entre la punta de prueba del primer brazo y la marca practicada sobre el pavimento, de acuerdo con lo indicado antes. Sea d esa distancia, si d es mayor

de 2,40 m, la acción de la carga del camión afecta las patas de la viga. (MTC, Manual de Ensayo de Materiales EM-2000, 2000).

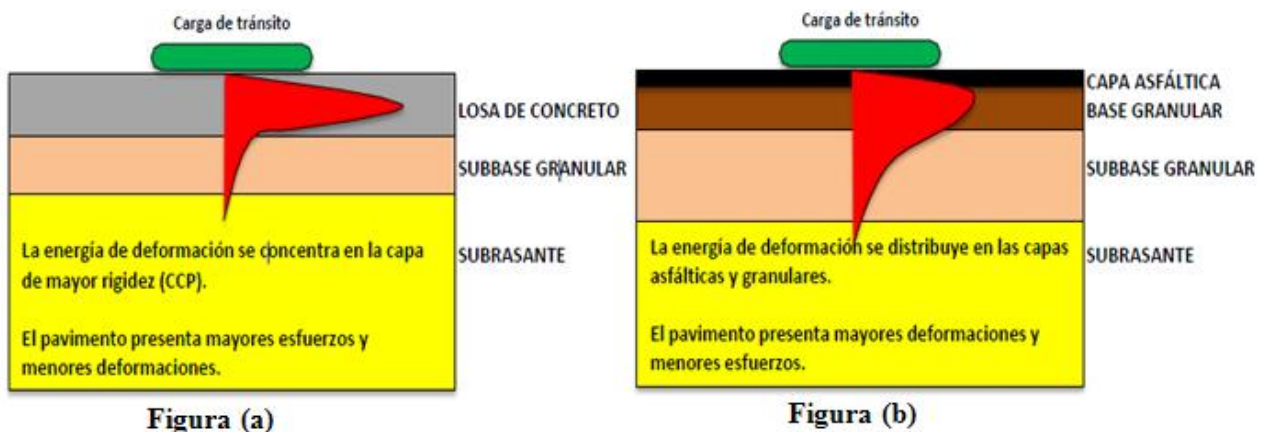
2.5 FACTORES QUE GENERAN ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Los esfuerzos y deformaciones que se generan en cada una de las capas de la estructura del pavimento flexible son producidos principalmente como respuesta a las cargas impuestas por el tránsito de los vehículos. Esto es válido para las capas de sub rasante, sub base y base mientras que para la capa de rodadura adicionalmente intervienen otros factores como la gradiente de temperatura y otros factores ambientales. La transmisión de las cargas de los vehículos hacia el pavimento se hace a través de los neumáticos y ejes de carga de ahí la importancia de definir el rol de estos componentes en la generación de los esfuerzos y deformaciones. (Pillco B. Fredy 2011).

2.5.1 CARGA VEHICULAR

La respuesta del pavimento frente a las cargas de tránsito depende de la rigidez y espesor de sus capas constitutivas incluyendo la fundación del mismo. A menor rigidez del sistema, se presentan mayores deformaciones y desplazamientos.

FIGURA 4. *Respuesta de los pavimentos frente a las cargas de tránsito*



FUENTE: Croney & Croney (1997)

El peso máximo por eje independiente o grupos de ejes permitido a los vehículos para su circulación por las vías de nuestro país, es el siguiente:

TABLA 9. Esquematación y carga máxima de los vehículos

Eje(s)	Neumático	Gráfico			Kilos
		Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	
Simple	2				7,000
Simple	4				11,000
Doble	6				16,000
Doble	8				18,000
Triple	10				23,000
Triple	12				25,000

FUENTE: Reglamento Nacional de Vehículos D.S.N°034-2001-MTC:

Cada configuración de ejes corresponde a un tipo de vehículo con determinada carga máxima legal, como se puede observar en la figura anterior el peso bruto máximo permitido por unidad o combinación de ejes de vehículos es de 48 ton de acuerdo al reglamento nacional de vehículos.

2.5.2 ACCIÓN DEL TRÁNSITO SOBRE LOS PAVIMENTOS

La acción del tránsito vehicular sobre calles y carreteras se puede definir de acuerdo con cuatro elementos: Huang (2004)

- El efecto de la configuración de los ejes sobre el pavimento.
- El número de aplicaciones de ejes durante la vida útil del pavimento.
- El efecto del área de contacto de las llantas sobre el pavimento.
- La velocidad de los vehículos.

El concepto de daño acumulado de una serie de cargas aplicadas sobre el pavimento se entiende por la suma de los daños parciales de los diferentes ejes independientes que componen un vehículo. Entendiéndose por daño a la fatiga que causa los esfuerzos transmitidos por los ejes de los vehículos. (AEPO Ingenieros y Consultores S.A, 2000).

2.5.3 ÁREA DE CONTACTO DE LAS LLANTAS SOBRE EL PAVIMENTO

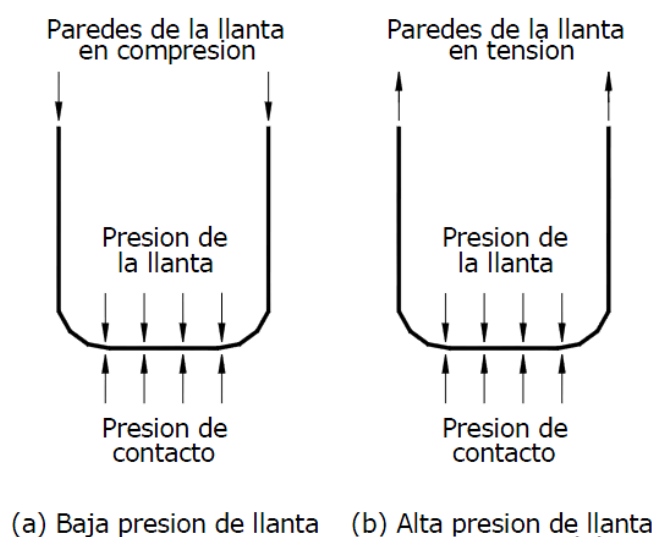
Comúnmente el área de contacto del neumático con el pavimento es asumido como circular (teoría elástica de capas múltiples). No obstante la forma verdadera del área de contacto de un neumático se desvía principalmente a un área elipsoidal debido a forma

de la banda de rodadura y los hilos de refuerzo de los que se compone el neumático. El ángulo de corana del neumático afecta directamente lo que implica que los neumáticos bias-fly aproximan a una elipse mientras que los neumáticos radiales asemejan a un rectángulo. (Huang, H. 2004).

La carga del vehículo al pavimento se transmite a través de las ruedas, en los métodos de diseño mecanicistas, es necesario conocer el área de contacto de la llanta con el pavimento, asumiendo que la carga de contacto depende de la presión de contacto. En los métodos de análisis se simulan las cargas del tránsito como presiones uniformes aplicadas sobre la superficie de la estructura de pavimento. (Huang, H. 2004).

El tamaño del área de contacto depende de la presión de contacto. Como se indica en la Figura 5, la presión de contacto es más grande que la presión de la llanta para presiones bajas de la llanta, debido a que la pared de la misma está en compresión y la suma de las fuerzas verticales de la pared y presión de la llanta deben ser iguales a la fuerza debido a la presión de contacto; la presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta para presiones altas de las llantas, debido a que la pared de la llanta está en tensión. Sin embargo, en el diseño de pavimentos la presión de contacto generalmente se asume igual a la presión de la llanta. Debido a que los ejes de carga pesados tienen presiones altas y efectos más destructivos en el pavimento, utilizar la presión de llanta como presión de contacto es estar por el lado de la seguridad. (Huang, H. 2004).

FIGURA 5. *Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta*



Fuente: Paul Garnica Anguas. (2002)

La presión de contacto de este modelo no coincide con la presión de inflado de los neumáticos:

- La presión de contacto es mayor que la presión de inflado en neumáticos con baja presión cuyas paredes están en compresión.
- La presión de contacto es menor que la presión de inflado en neumáticos con baja presión cuyas paredes están en tracción.

En pavimentos con capas asfálticas delgadas (< 10 cm.) se generan esfuerzos importantes en la interfaz neumático –pavimento.

El modelo de presión uniforme desprecia la rigidez de las llantas.

Las cargas transmitidas al pavimento por cada uno de los tipos de ejes se muestran en el cuadro siguiente:

TABLA 10. Cargas Transmitidas al Pavimento por Eje y por Rueda

Tipo de Eje	Carga Transmitida al Pavimento (Libras)	Número de Ruedas en el Eje	Carga por Rueda (Libras)
Simple	9000	2	4500
Dual Simple	18000	4	4500
Tándem	36000	8	4500

FUENTE: ICG – Pavimentos 2016.

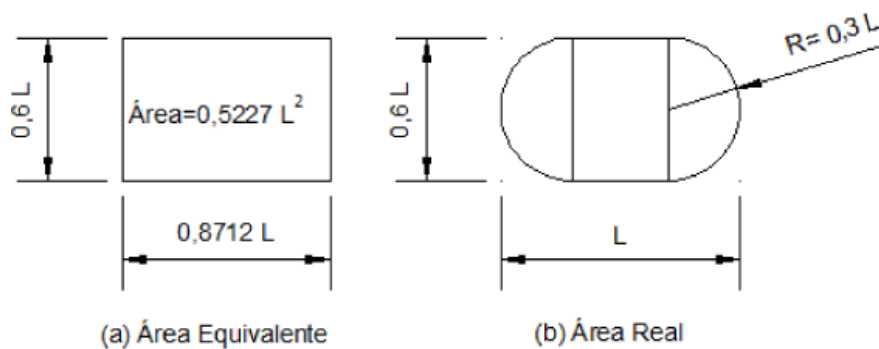
Para aproximar la forma y el área de contacto de llantas duales pueden utilizarse las siguientes ecuaciones:

$$A_C = \pi*(0.3*L^2) + (0.4*L)*(0.6*L) = 0.5227*L^2$$

$$A_C = \frac{\text{Peso sobre cada Neumatico}}{\text{Presion de contacto}}$$

$$L = (A_C/0.5227)^{1/2}$$

FIGURA 6. Dimensión del área de Contacto



FUENTE: Huang, H. 2004

2.5.4 PRESION DE CONTACTO DE LAS LLANTAS

El radio de contacto neumático – superficie de pavimento en todos los casos es igual a 4.52 pulgadas (115 mm), el espaciamiento dual centro a centro de rueda es igual a 13.57 pulgadas (345 mm), el espaciamiento tándem es igual a 1.20 m (48 pulgadas).

A continuación determinaremos la presión de contacto por rueda

$$\begin{aligned}\text{Presión de Contacto} &= \frac{\text{Carga por Rueda}}{\text{Área de Contacto por Rueda}} \\ &= 4500 / (\pi * 4.52^2) = 70 \text{ Libras/Pulgada}^2\end{aligned}$$

Presión de Contacto = 70 psi.

La presión de inflado determina el área de contacto de la rueda, a mayor presión de inflado menor área de contacto. Dentro de las presiones de inflado de los neumáticos para los tipos de llantas se tiene de 75 a 80 psi.

2.5.5 FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA

Con el objeto de evaluar el efecto dañino, en un pavimento flexible, de las cargas diferentes a un eje estándar, se han considerado factores de equivalencia de carga por eje, FEC. Estos valores se obtuvieron a partir de los resultados experimentales de la AASHO Road Test. Los resultados obtenidos han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes, se expresa como:

$$FEC = \left(\frac{P_1}{P_0} \right)^4$$

Dónde: P0 es la carga estándar y P1 es la carga cuya equivalencia de daño se desea calcular.

En el cuadro N° 11 se muestran los factores de equivalencia de carga publicada en la Guía AASHTO 1986.

TABLA 11. Factores de Equivalencia de Carga

Carga bruta por eje		Factores de equivalencia de Carga		
KN	lb	Ejes Simples	Ejes Tandem	Ejes Tridem
4.45	1,000	0.00002		
8.9	2,000	0.00018		
17.8	4,000	0.00209	0.0003	
26.7	6,000	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8,000	0.0343	0.003	0.001
44.5	10,000	0.0877	0.007	0.002
53.4	12,000	0.189	0.014	0.003
62.3	14,000	0.360	0.027	0.006
71.2	16,000	0.623	0.047	0.011
80.0	18,000	1.000	0.077	0.017
89.0	20,000	1.51	0.121	0.027
97.9	22,000	2.18	0.180	0.040
106.8	24,000	3.03	0.260	0.057
115.6	26,000	4.09	0.364	0.080
124.5	28,000	5.39	0.495	0.109
133.4	30,000	6.97	0.658	0.145
142.3	32,000	8.88	0.857	0.191
151.2	34,000	11.18	1.095	0.246
160.1	36,000	13.93	1.38	0.313
169.0	38,000	17.20	1.70	0.393
178.0	40,000	21.08	2.08	0.487
187.0	42,000	25.64	2.51	0.597
195.7	44,000	31.00	3.00	0.723
204.5	46,000	37.24	3.55	0.868
213.5	48,000	44.50	4.17	1.033
222.4	50,000	52.88	4.86	1.22
231.3	52,000		5.63	1.43
240.2	54,000		6.47	1.66
249.0	56,000		7.41	1.91
258.0	58,000		8.45	2.20
267.0	60,000		9.59	2.51
275.8	62,000		10.84	2.85
284.5	64,000		12.22	3.22
293.5	66,000		13.73	3.62
302.5	68,000		15.38	4.05
311.5	70,000		17.19	4.52
320.0	72,000		19.16	5.03
329.0	74,000		21.32	5.57
338.0	76,000		23.66	6.15
347.0	78,000		26.22	6.78
356.0	80,000		29.0	7.45
364.7	82,000		32.0	8.20
373.6	84,000		35.3	8.90
382.5	86,000		38.8	9.80
391.4	88,000		42.6	10.6
400.3	90,000		46.8	11.6

FUENTE: S. Minaya & A. Ordoñez

2.6 MODELOS MATEMATICOS PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

Tensiones que actúan en las capas de la estructura de un pavimento.- cuando es liberado al tráfico, las capas que componen su estructura son sometidas a variaciones de esfuerzos debido a la acción de la carga dinámica impuesta por el tráfico. La acción de una carga P de la rueda de un vehículo induce una presión p a la superficie del pavimento; esta presión a su vez provoca esfuerzos normales en todas las caras del elemento, tensiones

originadas por la descomposición del esfuerzo resultante según la dirección de los tres ejes de las coordenadas representados por X, Y, e Z. en las caras opuestas del elemento, actúan los esfuerzos de reacción, iguales en magnitud y dirección y en sentidos opuestos manteniéndose así la condición de equilibrio. (Pillco B. 2009).

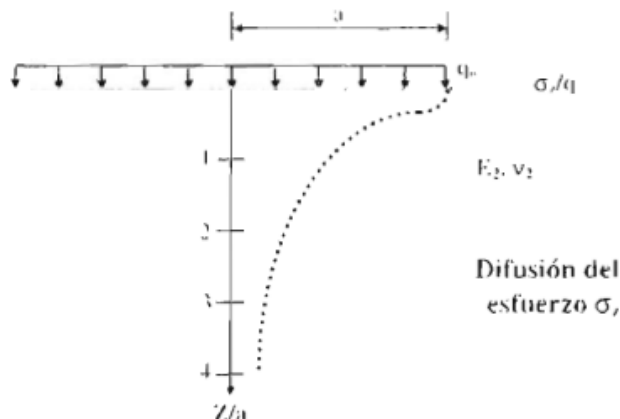
A lo largo de las capas del pavimento actúan esfuerzos horizontales y verticales en el centro de una carga impuesta por la rueda de vehículos. La capa de revestimiento asfáltico por ser una capa más rígida constituida de la unión de un ligante bituminoso y agregado, tiene una función estructural de resistir los esfuerzos horizontales de tracción y compresión que en ella actúan. Mientras que la capa de la base o sub base compuesta por materiales granulares, prácticamente no trabaja a tracción, siendo más apropiada para resistir los esfuerzos de compresión provenientes de las sollicitaciones de los vehículos. (Pillco B. 2009)

2.6.1 TEORIA DE BOUSSINESQ

Este modelo matemático aplicado al cálculo de esfuerzo y deformaciones en pavimentos parte de las siguientes premisas:

- 1.- la carga aplicada se esquematiza como una área circular cargada de radio “a” y produce un esfuerzo “ q_0 ”.
- 2.- el suelo que resiste las cargas parte de la suposición de que es elástico de módulo de Elasticidad E y una relación de Poisson ν , y este a su vez solo puede soportar un esfuerzo vertical máximo admisible σ_z sin deformarse considerablemente menor a q_0 .

FIGURA 7. Distribución del esfuerzo vertical sobre un área circular cargada



FUENTE: Reyes Lizcano 2005

De la hipótesis de Boussinesq se puede deducir:

- el esfuerzo vertical σ_z es proporcional a la presión de contacto q_0 y es independiente del módulo de elasticidad del suelo E .
- el espesor del pavimento H es proporcional al radio de contacto a .
- el esfuerzo admisible del suelo σ_z es muy pequeño comparado con la presión de contacto q_0 por lo que se induce a adoptar a grandes espesores.

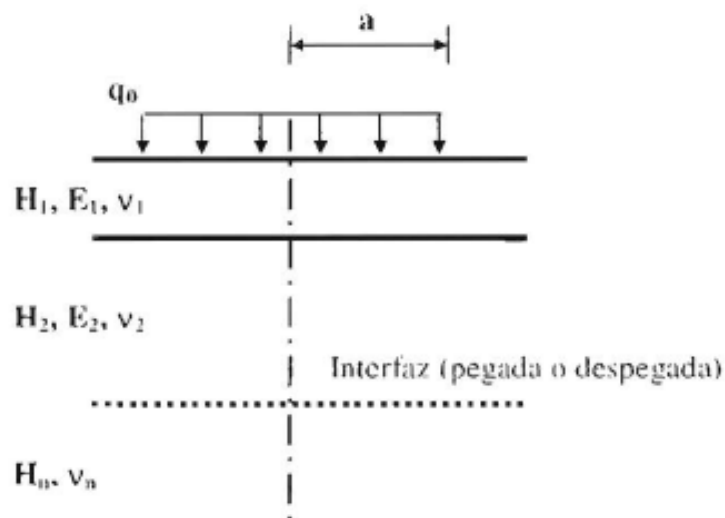
2.6.2 TEORIA DE BURMISTER

Burmister estudio el problema de la distribución de esfuerzos y desplazamientos en un sistema no homogéneo formado por dos capas, cada una de ellas homogénea, isotrópica y linealmente elástica. La primera capa es infinita horizontalmente, pero tiene espesor finito h . la segunda capa, subyacente a la anterior, es semi-infinita. Se supone que entre las dos capas existe un contacto continuo, siendo la frontera plana entre ellas perfectamente rugosa. (Pillco Bejar 2009)

En este modelo se asume tres hipótesis:

- todas las capas son asumidas como sólido elástico.
- Las interfaces entre las capas se pueden asumir como pegadas o despegadas y se puede realizar el cálculo con cada una de ellas.
- Se puede realizar los cálculos con cargas múltiples (eje Simple, tandem y tridem).
(Reyes Lizcano. 2005)

FIGURA 8. Esquematización de la teoría de Burmister para pavimentos



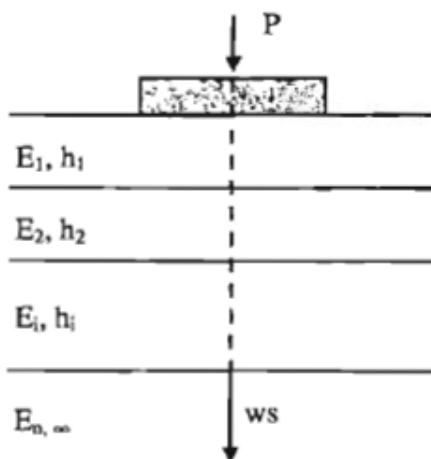
FUENTE: Reyes Lizcano. 2005

2.6.3 METODO DE ODEMARK

Odemark desarrollo un procedimiento analítico, que permite calcular en un sistema de multicapas a un sistema de dos capas, denominado teoría de los espesores equivalentes. Este procedimiento permite simplificar el cálculo de las tensiones deformaciones y deflexiones ya que la aplicación de la teoría de multicapas es bastante completa. (Pillco, Béjar 2009)

Muchos métodos de dimensionamiento consideran las soluciones elástico lineales a pesar de la mayoría de los materiales de los pavimentos sometido a cargas repetidas poseen un comportamiento elástico no lineal comprobado como es el caso de los suelos granulares y suelos finos. (Pillco, Béjar 2009)

FIGURA 9. *Multicapa Propuesto por la fórmula de Odemark*



FUENTE: Reyes Lizcano. 2005

2.6.4 PROGRAMAS COMPUTACIONALES PARA ESTIMAR LOS ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS

Los programas utilizados para este fin se basan en la teoría elástica, en la teoría plástica en modelos visco elástico, en la teoría de los elementos finitos.

Los métodos numéricos de cálculo a través del ordenador permiten abordar las situaciones de elasticidad no-lineal, elástico-plasticidad y visco elasticidad siendo la más común la elasticidad no- lineal.

En el cuadro siguiente mencionamos algunos de estos programas de cómputo para el cálculo de esfuerzos y deformaciones.

TABLA 12. *Programas de cómputo para el dimensionamiento de pavimentos flexibles.*

Programa de Computo	Teoría	Entidad
KENLAYER	Elástico Lineal	Universidad de Kentucky
BISAR	Elástico Lineal	Compania Shell
ELSYM	Elástico Lineal	Universidad de Berkeley
ALIZE	Elástico Lineal	Laboratorio central de Ponts et Chausees
DEPAV	Elástico Lineal	Universidad de Cauca Colombia
CHEVRON	Elástico Lineal	California Research Corporation
AASHTO	Elástico Lineal	Guía de Proyecto de la AASHTO

FUENTE: Pillco Bejar 2009

TABLA 13. *Programas de cómputo basados en Elementos finitos*

Programa de Computo	Teoría	Entidad
SENL	Elementos Finitos	Universidad de Nottingham
EVERSTRESS	Elementos Finitos	Universidad de illinois
MICH-PAVE	Elementos Finitos	Departamento de transporte de Estado de washington (USA)
CESAR	Elementos Finitos	Laboratorio central Dest Ponts Et Chaussees (Francia)
DIANA	Elementos Finitos	Programa Comercial
ABAQUS	Elementos Finitos	Programa Comercial
FLAC 3D	Elementos Finitos	Programa Comercial
PLAXIS	Elementos Finitos	Programa Comercial
ANSYS	Elementos Finitos	Programa Comercial

FUENTE: Pillco Bejar 2009

2.7 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

El empleo de la técnica de análisis numérico conocida como El Método de los Elementos Finitos (MEF) se ha ido extendiendo en las últimas décadas al mismo ritmo que se imponía el uso de los ordenadores, gracias a su creciente capacidad y velocidad de cálculo. (Reyes Ortiz, Camacho Tauta, & Reyes Lizcano, 2004).

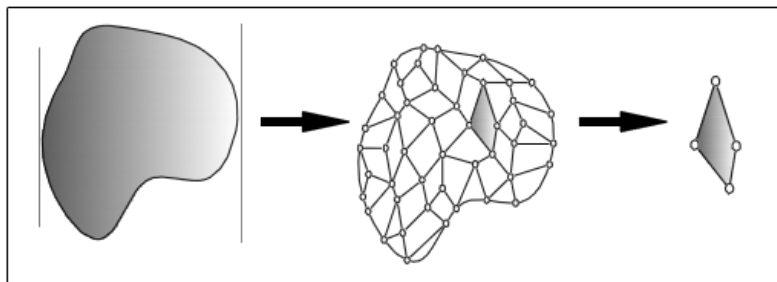
El método de elementos finitos (MEF) ha sido usado en muchos campos de la ingeniería por más de 30 años pero solo recientemente se está usado de forma amplia para el análisis de problemas geotécnicos. Esto es probablemente porque hay muchos problemas complejos los cuales son específicos o particulares en geotecnia. Cuando es usado apropiadamente este método puede generar resultados realistas los cuales son de valor en problemas prácticos en mecánica de suelos. (Waterman , 2007)

Dicha técnica nos permite resolver problemas comunes en la ingeniería como son los problemas mecánicos, térmicos, etc. Éstos acarrear la integración de complejos

sistemas de ecuaciones en derivadas parciales (EDP's), los cuales hasta entonces eran inabordables, salvo en casos muy simplificados y, en la mayoría de casos, poco representativos de la realidad. (Haddad, 2007)

La idea general del método de los elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos como se muestra en la siguiente figura N° 06

FIGURA 10. *Esquema proceso de Discretización*



FUENTE: “Mecánica computacional de Geotecnia, introducción al método de los elementos finitos”

A grandes rasgos, el MEF consigue convertir dicho sistema de EDP's en otro sistema de ecuaciones algebraicas lineales (o no), cuya resolución en ordenadores, o incluso a mano si son pocas, es relativamente sencilla. Como era de esperar, este cambio conlleva un error, el cual deberemos siempre asumir. (Haddad, 2007)

El procedimiento a llevar a cabo consiste, inicialmente, en sustituir un dominio formado por un número infinito de puntos, por un número finito que el usuario considere suficiente bajo sus criterios. A este proceso se le denomina discretización, que da lugar a una malla formada por nodos y elementos. . (Haddad, 2007)

El método de los elementos finitos es un método de aproximación de problemas continuos, de tal forma que:

El continuo se divide en un número finito de partes, “elementos”, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a ciertos puntos característicos denominados “nodos”. Estos nodos son los puntos de unión de cada elemento con sus adyacentes.

La solución del sistema completo sigue las reglas de los problemas discretos. El sistema completo se forma por ensamblaje de los elementos.

Las incógnitas del problema dejan de ser funciones matemáticas y pasan a ser el valor de estas funciones en los nodos.

El comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de los nodos mediante las adecuadas funciones de interpolación ó funciones de forma. (Waterman , 2007)

El MEF, por tanto, se basa en transformar un cuerpo de naturaleza continua en un modelo discreto aproximado, esta transformación se denomina discretización del modelo. El conocimiento de lo que sucede en el interior de este modelo del cuerpo aproximado, se obtiene mediante la interpolación de los valores conocidos en los nodos. Es por tanto una aproximación de los valores de una función a partir del conocimiento de un número determinado y finito de puntos. (Waterman , 2007).

La forma más intuitiva de comprender el método, es la aplicación a una placa sometida a tensión plana. El MEF se puede entender, desde un punto de vista estructural, como una generalización del cálculo matricial de estructuras al análisis de sistemas continuos. De hecho el método nació por evolución de aplicaciones a sistemas estructurales (Waterman , 2007).

2.7.1 MODELAMIENTO POR ELEMENTOS FINITOS

2.7.1.1 INTRODUCCIÓN

El proceso de aproximar el comportamiento de un continuo mediante “elementos finitos” que se comportan de una forma similar a los elementos reales “discretos”, se pueden introducir mediante aplicaciones físicas específicas o como un concepto matemático general. El método de aproximación se denomina método de desplazamientos y se puede sintetizar en los siguientes pasos:(Waterman D. 2007).

El continuo se divide mediante líneas o superficies imaginarias en un número de elementos finitos.

Se supone que los elementos están conectados entre sí mediante un numero discreto de puntos que llamaremos nodos, situados en sus contornos, los desplazamientos de

estos nodos serán incógnitas fundamentales del problema tal como ocurre en el análisis de estructuras.

Se toma un conjunto de funciones que definen de manera única el campo de desplazamientos dentro de cada “elemento finito” en función de los desplazamientos nodales de dicho elemento.

Estas funciones de desplazamiento definirán de manera única el estado de deformación dentro del elemento en función de los desplazamientos nodales. Estas deformaciones junto con las deformaciones iniciales y las propiedades constitutivas del material definirán del estado de tensiones en todo el elemento y por consiguiente también en sus entornos.

2.7.1.2 RESUMEN DE LOS PASOS A SEGUIR CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El procedimiento de análisis y cálculo de estructura geotécnica tratada en la presente investigación efectuada mediante el método de elementos finitos (MEF) que a continuación se expone: (Waterman D. 2007).

a). Discretización de elementos

En el proceso de modelamiento de la geometría del problema a investigar mediante el ensamblaje de pequeñas regiones denominado elementos finitos, estos elementos tienen nodos definidos en los contornos del elemento o dentro de ellos.

b). Aproximación a la variable primaria

Una variable primaria debe ser seleccionada (desplazamientos) y reglas como debe variar sobre un elemento finito establecido. Esta variación es expresada en valores de nodos. Una forma de polinomio es asumida donde el orden del polinomio depende del número de nodos en el elemento. A mayor número de nodos (orden de polinomio) mayor exactitud se alcanza en los resultados.

c). Ecuaciones por elemento

El uso de un apropiado principio variaciones (energía potencial mínima) para derivar ecuaciones de elemento.

d). Ecuaciones global

Al combinarse las ecuaciones del elemento para formar las ecuaciones global $KU = P$

e). Solución de ecuaciones global

Se obtiene los desplazamientos en los nodos. Desde los desplazamientos en los nodales son evaluados los esfuerzos y deformaciones.

f). Angulo de fricción interna

El comité español de grandes presas efectúa la evaluación de 97 presas de escollera reportadas en diferentes partes del mundo, de donde se puede obtener información de campo sobre parámetros mecánicos de la escollera o enrocado donde se tiene el ángulo de fricción interna es $40^\circ \pm 4.55$

2.7.1.3 INTERPOLACIÓN POR DESPLAZAMIENTOS

El análisis bi dimensional de un continuo se basa generalmente en el uso de elementos triangulares o cuadriláteros, los elementos más usados están basados en aproximaciones iso – paramétricas.

2.7.1.4 INTERPOLACIÓN PARA UN ELEMENTO TRIANGULAR

En el presente trabajo de investigación se utilizara elementos triangulares de 15 nodos por motivos de simplificación se procede a explicar un elemento triangular de seis nodos (el fundamento es el mismo).

$$u(x,y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2$$

$$v(x,y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2$$

Donde se deduce que existen 12 coeficientes dependiendo de los valores de 12 desplazamientos nodales.

2.7.1.5 RELACIÓN CONSTITUTIVA

Los modelos para materiales como el suelo y roca son generalmente expresados como una relación entre incrementos infinitesimales de esfuerzos efectivos e incrementos infinitesimales de deformación.

La misma que se expresa como:

$$\sigma = D\epsilon \text{ donde } D \text{ es la matriz de la rigidez del material.}$$

2.7.1.6 MATRIZ DE RIGIDEZ

a) MATRIZ DE RIGIDEZ DE UN ELEMENTO

Fuerzas en el cuerpo y tracciones en la superficie aplicadas puede ser generalizado dentro de un set de fuerzas actuando en los nodos (vector de fuerzas nodales. Las fuerzas nodales pueden ser expresadas por desplazamientos nodales mediante $K^e U^e = P^e$ donde la matriz de rigidez del elemento es K^e . (Waterman , 2007).

La matriz de rigidez de un elemento K^e se define como:

$$K^e = \int B^T * DB * dv$$

Dónde:

K^e = matriz de rigidez del elemento

D = Matriz de rigidez del material

B = Matriz que relaciona los desplazamientos nodales con deformaciones

Para evaluar K^e se debe efectuar una integración de cada elemento, y debe ser utilizado un esquema de integración numérica (integración Gaussiana) (Waterman , 2007).

b) MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL

La matriz de rigidez para la malla completa es evaluada mediante la combinación de las matrices de rigidez de elementos individuales (ensamblaje). Esto genera una matriz cuadrada K de dimensión igual al número de grados de libertad de la malla. El valor global de fuerza nodal P es obtenido en forma similar, mediante el ensamblaje de los vectores de fuerza nodal del elemento. La matriz de rigidez ensamblada y vector de fuerza están: (Waterman , 2007).

$$K*U = P$$

Donde el vector U contiene los desplazamientos de todos los nodos de la malla, una vez que las ecuaciones de la rigidez de la rigidez global han sido establecidas y agregadas las condiciones de contorno ellas matemáticamente forman un sistema numeroso de ecuaciones simultaneas ya que al ser resueltas proporcionan desplazamientos nodales. (Waterman , 2007).

2.7.1.7 TEORIA DE ELASTICIDAD APLICADA A SUELOS

Si aplicamos un esfuerzo uniaxial σ_{zz} a un cilindro elástico se producirá una compresión vertical y una expansión lateral de forma tal que:

$$\epsilon_{zz} = \sigma_{zz} / E$$

$$\epsilon_{xx} = \epsilon_{yy} = \gamma \epsilon_{zz}$$

Las ecuaciones de la relación esfuerzo deformación para un sistema de tres dimensiones tenemos:

$$= (\sigma_{xx} - \Gamma \sigma_{yy} - \gamma \sigma_{zz})/E$$

$$\epsilon_{yy} = (\sigma_{yy} - \Gamma \sigma_{xx} - \gamma \sigma_{zz})/E$$

$$\epsilon_{zz} = (\sigma_{zz} - \Gamma \sigma_{xx} - \gamma \sigma_{yy})/E$$

$$Y_{zx} = \tau_{zx} / G$$

$$Y_{yz} = \tau_{yz} / G$$

$$Y_{xy} = \tau_{xy} / G$$

$$G = \frac{E}{2(1+U)}$$

Dónde:

$\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}, \epsilon_{zz}$ = Deformaciones en la dirección x,y,z

E= Modulo de elasticidad

U = Coeficiente o relación de Poisson

Y_{zx}, Y_{yz}, Y_{zx} = Deformaciones tangenciales

G = Modulo de deformación tangencial.

Las tres constantes básicas de la teoría de la elasticidad son: E, G, U. Para un material elástico sobre el que actúen todas las componentes de los esfuerzos podemos utilizar el principio de la superposición. (Waterman D. 2007).

2.7.2 ANALISIS DRENADO Y NO DRENADO

En mecánica de suelos es convencional el uso de dos tipos de suelos:

Si la carga es aplicada rápidamente y la permeabilidad es lenta que no hay tiempo para la disipación de la presión de poro la carga se denomina como no drenada.

Si la carga es suficientemente lenta para que la presión de poros disipe luego la carga se dice es Drenada.

En condiciones no drenadas, el exceso de presión se poros se incrementa $\Delta u \neq 0$,

$$\Delta \sigma \neq \Delta \sigma'$$

En condiciones Drenadas el exceso de presión de poros no se incrementa.

$$\Delta u = 0, \Delta \sigma = \Delta \sigma'$$

Condiciones drenadas. El análisis es ejecutado usando un modelo constitutivo basado en esfuerzos efectivos, en donde el modelo del material es específico en términos de parámetros efectivos.

Condiciones No drenado. El análisis puede ser ejecutado usando uno de dos amplias aproximaciones.

Análisis de esfuerzos totales, adopta un modelo constitutivo basado en esfuerzos totales el cuales específico en términos de parámetros de suelo No drenado.

Análisis de esfuerzos efectivos, adopta un modelo específico en términos de parámetros efectivos e incluye en el análisis de interacción entre el flujo de los poros y el suelo para un comportamiento de modelo No drenado (análisis recomendado por PLAXIS).

En la práctica los parámetros elásticos del suelo se obtienen del laboratorio o de ensayos de campo que pueden ser especificados en términos de drenado y no drenado. Si los valores de No drenado son especificados luego es necesario convertirlos en valores Drenados. (Lambe & Witman, 2004).

2.8 ALGUNAS CONSIDERACIONES PARA UTILIZACION DEL METODO DE ELEMENTOS FINITOS

A pesar de los avances en el área de desarrollo de programas y ecuaciones constitutivas, la deformación que experimentan los materiales granulares es defícil de predecir principalmente por las siguientes razones:

- a). bajo carga cíclica la respuesta de estos materiales es fuertemente no Lineal, además cuando experimentan esfuerzos de corte ellos exhiben dilatancia y deformación tanto resilente como permanente.
- b) a pesar de que los materiales granulares presentan anisotropía inherente por la geometría de las partículas efectos de la compactación y la gravedad muy pocas ecuaciones constitutivas tiene esta consideración.

2.8.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

a) Ventajas

- Los elementos pueden tener variados tamaños, lo que permite que la malla de elementos sea expandida o refinada en aquellos lugares donde exista la necesidad de hacerlo.
- El método no está limitado a trabajar con formas regulares que tengan fronteras fáciles de definir, ya que estas fronteras de formas irregulares pueden ser aproximadas usando elementos con lados rectos o curvos.

- El método puede ser aplicado a cuerpos compuestos de varios materiales, es decir, las propiedades del material en elementos adyacentes no tiene por qué ser la misma.

b) Desventajas

- La principal desventaja del método es que necesita ser programado en computador, debido a la gran cantidad de cálculos numéricos que se deben realizar, aún para problemas pequeños. Pero en la actualidad existen una gran variedad de software de Elementos Finitos, que alivian en gran parte ésta desventaja.

2.8.2 SOFTWARE PLAXIS

PLAXIS es un programa de ordenador de elementos finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos. Las situaciones modelables corresponden a problemas de deformación plana o con axisimetría. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate.

Plaxis comenzó su desarrollo en la Universidad Técnica de Delft en 1987, el objetivo inicial era desarrollar un código de elementos finitos de uso sencillo para analizar el comportamiento de los diques y terraplenes construidos sobre los suelos blandos de los ríos de Holanda. En los años siguientes, Plaxis creció para cubrir otras áreas de la ingeniería geotécnica hasta conseguir formar en 1993, debido a sus continuas actividades de crecimiento, una compañía llamada Plaxis BV. (Camargo C. Gonzales A. 2011)

PLAXIS funciona mediante el método de elementos finitos, técnica que consiste en subdividir la estructura a diseñar en un número reducido de elementos de geometría regular manejables que mantienen las propiedades de la estructura general y al trabajar de manera conjunta estos elementos, se predice el comportamiento de la estructura general. (Brinkgreve, 2004)

2.8.2.1 CARACTERÍSTICAS DEL SOFTWARE

PLAXIS 2D es un paquete de elementos finitos diseñado para el análisis bidimensional de deformación y estabilidad en ingeniería geotécnica; está equipado

con funciones para hacer frente a diversos aspectos de la complejidad de las estructuras geotécnicas tales como: (Camargo Garcia & Gonzales Escamilla, 2011).

Entrada gráfica de modelos de geometría: Permite una modelación detallada de la geometría de la sección transversal incluidos los materiales del suelo y las diversas estructuras.

Generación de malla automática: a partir del modelo geométrico una malla de elementos finitos 2D se genera con facilidad.

Elementos de orden superior: El programa dispone de elementos triangulares de seis (6) y quince (15) nodos, para modelar las deformaciones y tensiones en el suelo.

Placas: Las placas son objetos estructurales utilizados para modelar estructuras esbeltas en el suelo con una rigidez significativa a la flexión y una rigidez normal.

Interfaces: Dispone de un conjunto de elementos para modelar la interacción suelo-estructura.

Anclas: El comportamiento de estos elementos se define mediante una rigidez normal y una fuerza máxima.

Geomallas: Son de uso frecuente en la práctica para la construcción de terraplenes reforzados o estructuras de retención del suelo.

Modelo de Mohr-coulomb: Este modelo no lineal se puede utilizar para calcular la presión real de apoyo, las cargas de cimentación, un factor de seguridad, etc.

Modelos de suelo definidos por el usuario: Este rasgo permite al usuario incluir modelos de suelo auto-programados en los cálculos.

Presión de poros estable: Distribuciones de presión de poros complejas pueden ser generadas sobre la base de una combinación de niveles freáticos o la entrada directa de presiones de agua.

Exceso de presión de poros: Se distingue entre suelos drenados y no drenados, para el modelo de arenas permeables, como arcillas casi impermeables.

Control de longitud de arco: Esta característica permite realizar los cálculos exactos de cargas de derrumbamiento y mecanismos de falla.

Construcción organizada: Esta función permite una simulación realista de la construcción y procesos de excavación mediante la activación y desactivación de grupos de elementos, la aplicación de cargas, cambio de capas freáticas, etc.

Análisis de consolidación: El descenso del exceso de presión de poros se puede calcular mediante este análisis que requiere la entrada de coeficientes de permeabilidad de las diferentes capas del suelo.

Actualización del análisis de Lagrange: Usando esta opción, la malla de elementos finitos es actualizada continuamente durante el cálculo.

Presentación de resultados: Los valores obtenidos se visualizan en los cuadros de resultados que pueden ser enviadas a dispositivos de salida o al portapapeles de Windows para exportarlas a otro software.

Trayectorias de esfuerzos: Permiten un detallado análisis de los resultados de un cálculo.

Características de salida: Las animaciones incluyen desplazamientos y esfuerzos en elementos estructurales. Los esfuerzos pueden ser apreciados en todos los componentes cartesianos.

Generador de informe: Proporciona un informe de datos de entrada y los resultados de salida que pueden ser corregidos en Word.

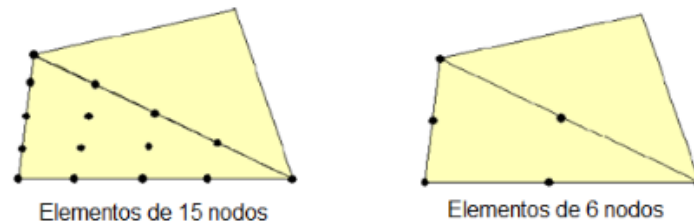
a). MODELO

Este programa consta de un sistema de CAD, que gráfica de manera simple la sección vertical de un modelo geométrico del problema geotécnico, para luego discretizarlo a través de una malla de elementos finitos, asignarle las condiciones iniciales, y luego proceder a realizar los cálculos y entregar los respectivos reportes del problema que se modeló. Las situaciones que pueden modelarse con PLAXIS corresponden a Problemas de deformación plana o con axisimetría. Sus aplicaciones van desde modelación de muros de contención, pilotes, tablestacas, terraplenes, taludes, túneles, geomallas, entre otras. Realiza análisis plásticos, de consolidación, de seguridad y dinámicos. (Brinkgreve, 2004).

b). ELEMENTOS

El usuario puede seleccionar elementos triangulares de 6 nodos o de 15 nodos para modelar el suelo y otros dominios.

FIGURA 11. Posición de los nodos en un elemento de suelo



FUENTE: Camargo C. Gonzales A. 2011

El triángulo de 15 nodos es el elemento por defecto, proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y la integración numérica implica doce puntos de Gauss (punto de evaluación de tensiones). En el caso de triángulo de 6 nodos el orden de interpolación es de dos y la integración numérica implica tres puntos de Gauss puntos de evaluación de tensiones. (Brinkgreve, 2004).

El triángulo de 15 nodos es un elemento capaz de proporcionar una gran exactitud que se ha conseguido resultados de alta calidad en problemas difíciles como por ejemplo en cálculos de hundimiento para suelos incompresibles.

c). CONDICIONES DE CONTORNO

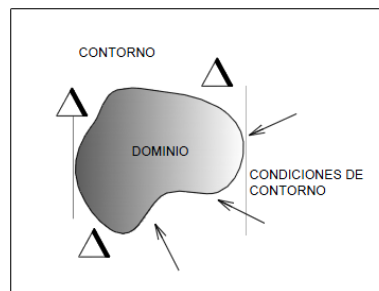
Plaxis impone de forma automática al modelo geométrico un conjunto de condiciones de contorno generales, estas condiciones se generan de acuerdo a las siguientes reglas: (Brinkgreve, 2004).

A las líneas geométricas verticales en las que la coordenada x es igual a la coordenada x más alta o más baja del modelo se les asigna una fijación horizontal ($u_x = 0$).

A las líneas geométricas horizontales en las que la coordenada es igual a la coordenada y más alta o más baja del modelo se les asigna una fijación completa ($u_x = u_y = 0$)

A las placas que se extienden hasta el contorno del modelo geométrico se les asigna una rotación fija en el punto que queda sobre el mismo ($\theta_z = 0$) si por lo menos una de las direcciones de desplazamiento de dicho punto es fija.

FIGURA 12 *Sistema a analizar*



Fuente: Curso de “Mecánica computacional de Geotecnia, introducción al método de los elementos finitos”

2.9 MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO

Los suelos y las rocas tienen tendencia a comportarse de una forma fuertemente no lineal bajo los efectos de las cargas. Este comportamiento tensión-deformación no lineal puede ser modelizado con diversos niveles de sofisticación. Sin embargo el número de parámetros del modelo se incrementa al aumentar ese nivel de sofisticación. El modelo de Mohr-Coulomb puede ser considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento real del suelo. Este modelo elástico perfectamente plástico exige cinco parámetros de entrada básicos a saber: (Brinkgreve, 2004).

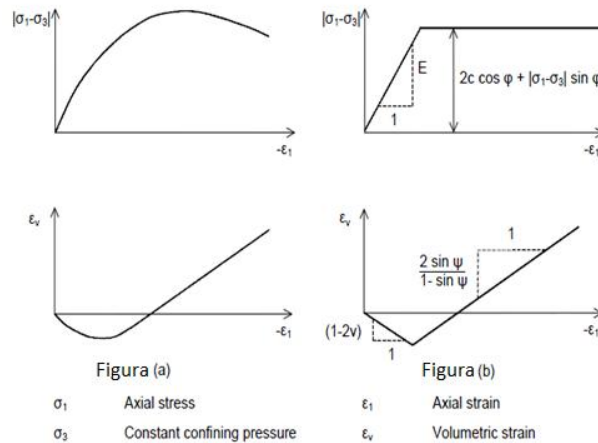
- Módulo de Young (E).
- Coeficiente de Poisson (ν)
- Cohesión (C)
- Angulo de fricción (θ)
- Angulo de Dilatancia (ψ)

2.9.1 RELACION ENTRE LOS PARAMETROS DEL MODELO BASICO Y EL COMPORTAMIENTO REAL DEL SUELO

Para comprender los cinco parámetros del modelo básico, se consideran las curvas típicas tensión-deformación tal como se obtienen de los ensayos triaxiales drenados estándar (Figura N° 09). El material ha sido comprimido de forma isotrópica hasta alcanzar una tensión media σ_3 . Después de esto, se incrementa la tensión axial σ_1 mientras se mantiene constante la tensión radial. En esta segunda fase de la carga, los geo materiales tienden a producir curvas tales como las que se muestran en la Figura N° 09(a). El incremento del volumen (o de la deformación volumétrica) es típico de las arenas y se observa también con frecuencia en las rocas. En la Figura N° 09(b) se

muestran la idealización del ensayo que corresponde al modelo Mohr-Coulomb. La figura da una indicación del significado y de la influencia de los cinco parámetros del modelo básico. Téngase en cuenta que se necesita el ángulo de dilatación ψ para modelizar el incremento irreversible de volumen. (Brinkgreve R.J.B. 2004).

FIGURA 13. Resultados de los ensayos triaxiales drenados estándar (a) y modelo elástico (b)



FUENTE: (Brinkgreve, 2004)

2.9.2. MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES

PLAXIS admite diversos modelos constitutivos para simular el comportamiento del suelo y de otros medios continuos.

a). Modelo elástico lineal

Este modelo representa la ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa. El modelo incluye dos parámetros de rigidez elástica, a saber: el módulo de Young (E), y el coeficiente de Poisson (ν). El modelo elástico lineal tiene muchas limitaciones en relación a la simulación del comportamiento de los suelos. Se utiliza fundamentalmente para capas rígidas de suelo.

b). Modelo de Mohr-Coulomb.

Este modelo se utiliza como una primera aproximación al comportamiento del suelo en general. El modelo incluye cinco parámetros, a saber: el módulo de Young E , el coeficiente de Poisson ν , la cohesión c , el ángulo de fricción ϕ , y el ángulo de dilatación ψ .

c). Modelo para Roca Fracturada

Se trata de un modelo elástico-plástico anisótropo en que el rotura por acción de las tensiones tangenciales sólo puede producirse en un número limitado de direcciones de deslizamiento. Este modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento de roca estratificada o fracturada.

d). Modelo de Suelo con Endurecimiento

Se trata de una variante elastoplástica del modelo hiperbólico, formulado en el marco de la plasticidad de endurecimiento por fricción. Además, el modelo incluye el endurecimiento por compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo una compresión primaria. Este modelo de segundo orden puede ser utilizado para simular el comportamiento de arenas y gravas, así como de tipos de suelo más blandos, como arcillas y sedimentos.

e). Modelo para Suelo Blando

Es un modelo de segundo orden formulado en el marco de la viscoplasticidad. El modelo puede ser utilizado para simular el comportamiento dependiente del tiempo de suelos blandos tales como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo incluye una ley logarítmica para la variación de rigidez con el cambio de volumen.

f). Tipo de comportamiento de los materiales

En principio, todos los parámetros de los modelos de PLAXIS están pensados para representar la respuesta del suelo en términos de tensiones efectivas, es decir la relación entre las tensiones y las deformaciones asociadas al esqueleto del suelo. Una característica importante del suelo es la presencia de agua intersticial. Las presiones intersticiales influyen de una forma significativa sobre la respuesta del suelo. Para permitir la incorporación de la interacción agua-esqueleto en la respuesta del suelo PLAXIS ofrece para cada modelo de suelo la posibilidad de elegir entre tres tipos de comportamiento:

g). Comportamiento drenado

Utilizando esta opción no se generan excesos de presión intersticial. Ésta es claramente la opción a escoger para suelos secos y en situaciones de drenaje completo debido a una elevada permeabilidad (arenas) y/o una velocidad lenta de carga. Esta opción puede también ser utilizada para simular el comportamiento del suelo a largo plazo sin necesidad de modelizar el historial completo de carga sin drenaje y de consolidación.

h). Comportamiento no drenado

Esta opción se utiliza para impedir completamente el drenaje permitiendo la generación de excesos de presión intersticial. El flujo del agua intersticial puede despreciarse en situaciones de baja permeabilidad (arcillas) y/o de alta velocidad de carga.

Todos los dominios que se clasifiquen como no drenados se comportarán como no drenados incluso si el dominio o una parte del mismo se encuentra situado por encima del nivel freático. Téngase en cuenta que los parámetros del modelo deberán ser introducidos en términos de tensiones efectivas, es decir, E' , ν' , c' , ϕ' y no E_u , γ_u , c_u (S_u), ϕ_u . Además de la rigidez y la resistencia del esqueleto del suelo, PLAXIS asigna al agua un módulo de compresibilidad volumétrica finito y distingue entre tensiones totales, tensiones efectivas y excesos de presión intersticial.

2.10 DESPLAZAMIENTOS TOTALES

Para la combinación del efecto de los esfuerzos y resistencia la deformación vertical a compresión ha sido la más frecuentemente usada como criterio de diseño. Esta simplificación es válida para pavimentos de carreteras aeropuertos porque la deformación vertical es causada principalmente por el esfuerzo vertical y el efecto del esfuerzo horizontal es relativamente pequeño. (Huang Yang H. 2004).

El cálculo de desplazamientos vertical del suelo siempre ha sido un tema estudiado por diferentes investigadores, siendo uno de los más conocidos el planteamiento formulado por Boussinesq, donde se considera la aplicación de una carga uniforme sobre una área circular de radio "a", considerado el suelo como un medio semi-infinito, lineal isotrópico y elástico. Para el caso de pavimentos flexibles donde la estructura se encuentra compuesta por capas y con suelos de diferentes características, se tiene soluciones como el de Burmister para un sistema de dos capas o el desarrollo del software como KENLAYER, para "n" capas. Para un sistema de tipo multicapa se tiene el desarrollo analítico para el cálculo de desplazamientos verticales, como son el caso de Palmer y Barber que consideran un módulo elástico equivalente para todo el sistema; y el método de Odemark que considera un espesor equivalente para el paquete estructural del pavimento.

Para medir las deflexiones en la superficie del pavimento se utiliza una viga Benkelman bajo la carga de un eje posterior del orden de las 18 Kilo-Libras y presión de inflado de 75 a 85 psi. La viga Benkelman que funciona como una palanca que rota alrededor de un

eje fijo se usa medir las deflexiones a varias distancias del eje de la carga (curva de deflexiones) (Huang Yang H. 2004).

TABLA 14. Deflexiones Máximas admisibles (1/100mm), bajo un eje de 130kn

NIVEL DE MEDIDA	MEDIDAS REALIZADAS ANTES DE LA RECEPCIÓN (TEMPORADA SECA)							Vía de servicio luego de estación de lluvia
	TIPO DE SUB RASANTE					SUB BASE	BASE	
	SUB RASANTE							
Transito	S1	S2	S3	S4	S5	S1 a S5	S1 a S5	
T1	500	400	350	350	300	300	125 a 150	150
T2	400	250	250	200	200	200	90 a 100	100
T3	250	200	200	150	150	150	60 a 65	65
T4	200	150	100	200	100	100	35 a 40	40

FUENTE: (Reyes Ortiz, Camacho Tauta, & Reyes Lizcano, 2004)

Dónde:

T₁, T₂, T₃, T₄ y T₅: Representa la clasificación del tránsito a partir de los ejes equivalentes de 130kN de acuerdo el cuadro N° 15

S₁, S₂, S₃, S₄ y S₅ = Representa la clasificación de los suelos según los valores de CBR de acuerdo al cuadro N° 16

TABLA 15. Clasificación de tránsito a partir de los ejes equivalentes

Ejes equivalentes de 13 Tn
T ₁ < 500000
500000 < T ₂ < 1500000
1500000 < T ₃ < 4000000
4000000 < T ₄ < 10000000

Fuente: (Reyes Ortiz, Camacho Tauta, & Reyes Lizcano, 2004)

TABLA 16. Clasificación de sub rasantes según valores de CBR

TIPO DE SUB RASANTE	CBR
S1	CBR < 5
S2	5 < CBR < 10
S3	10 < CBR < 15
S4	15 < CBR < 30
S5	CBR > 30

FUENTE: (Reyes Ortiz, Camacho Tauta, & Reyes Lizcano, 2004)

2.11 PROYECTOS ANALIZADOS

Para el presente estudio de investigación se han seleccionado 5 proyectos de pavimentación con características específicas de mejoramiento del suelo blando con capas de Pedraplen en la sub rasante todas estas obras ya se ejecutaron hace ya varios años, las cuales son:

a). Proyecto “Mejoramiento De La Vía Vehicular y Peatonal de la Prolongación Vía Expresa entre El Sector Miskapampa y las APVs. Washington Vera y Pampachacra, Distrito de San Jerónimo, Cusco 2013”. La Longitud total de vías es de 1.90 km.

b). Proyecto “Mejoramiento vía expresa tramo Vista alegre - los Manantiales” Cusco 2006, con una longitud de 480 ml y una ancho de vía de 12.00 m, de acuerdo a los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos del proyecto mencionado el problema de suelos blandos se presenta aproximadamente en la mitad de su trayectoria, para lo cual ha sido necesario mejora la sub rasante con enrocados de 0.90m

c). Proyecto “Mejoramiento de la vía de Evitamiento tramo los APV los Frutales – Urb. Túpac Amaru” Cusco 2003, con una extensión de 3.90 km y un ancho de via de 7.90m, se ejecutaron enrocados de 2.0m, 0.90m, 1.50m, y 0.80m respectivamente el 30% de la longitud de la via ha requerido trabajos de mejoramiento de terreno con presencia de suelos blandos.

d). Mejoramiento de la Transitabilidad vehicular y peatonal en la av. Túpac Amaru entre el Jr. Mateo Pumacahua y el bypass de la Prolong. Av. Túpac Amaru en el distrito de Wanchaq, provincia de Cusco. Con una longitud de la vía de 1634.49 metros lineales.

e). Mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal de la Av. Grau. Santiago – Cusco con una longitud de la via 726.98 metros lineales

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Es una investigación descriptiva evaluativa, porque tiene como propósito evaluar la relación que existe entre dos o más variables, conceptos o categorías, en un contexto particular (Hernández, S.2006)

Así mismo por el tipo de la investigación, el presente estudio reúne las condiciones metodológicas de un investigación descriptiva evaluativa, en razón, que se utilizaran conocimientos de las Ciencias aplicadas.

3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

De acuerdo a la naturaleza del estudio de la investigación, reúne por su nivel las características de un Investigación evaluativa.

3.3 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Evaluación comparativa de resultados porque en el desarrollo se observara muestras variables tal cual se desarrolla en la realidad, además para el diseño de la investigación, emplearemos el de una investigación por objetivos conforme al esquema siguiente:

Donde :

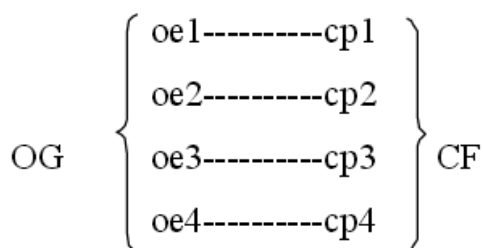
OG: Objetivo General

Oe: Objetivos especificos

Cp: Conclusion parcial

CF: Conclusion Final

HG: Hipotesis General



3.4 METODO DE INVESTIGACIÓN

Los principales métodos que se utilizaron en la investigación fue análisis Inductivo porque ayudo con el establecimiento de enunciados universales ciertos a partir de la experiencia y mediante la observación, Deductivo porque ayuda en la investigación con el planteamiento del conjunto axiomático donde los supuestos deben incorporar solo las características más importantes y correlacional porque tiene como propósito evaluar la relación que existe entre dos o más variables.

Para el presente trabajo de investigación la metodología se realizó en tres etapas:

Etapas de recopilación de información.- Esta etapa consistió en la búsqueda de información bibliográfica de sobre trabajos de investigación similares como son libros, revistas científicas, expedientes técnicos y textos referidos al tema de investigación. Para lo cual se ha cursado documentos a diferentes instituciones incluso cartas de recomendación por parte de la coordinación académica de la escuela profesional de Ingeniería Civil – Filial Cusco.

Etapas de campo.- Se realizó una búsqueda especializada de los expedientes técnicos de las obras ejecutadas en lo referente a obras viales en las diferentes municipalidades como son la Municipalidad de San Sebastián, Municipalidad de San Jerónimo, Municipalidad de San Sebastián, Municipalidad de Santiago y La Municipalidad Provincial de Cusco. La búsqueda consistió en la selección de los datos importantes como son Estudio de Suelos, Diseño de Pavimentos de los proyectos en donde se utilizaron el mejoramiento de la subrasante con la sustitución parcial o total del suelo blando con pedraplenes.

Etapas de gabinete.- Una vez obtenido los datos tanto en la etapa de recopilación de la información y la etapa de campo se realizó un ordenamiento de datos tanto de la información bibliográfica como de campo, con estos datos recopilados se procesó para la realización de los cálculos, entre otros para luego ser descargados y procesados en el Software PLAXIS, con la aplicación de Elementos Finitos generándose los modelamientos, para cada información obtenida (Expedientes técnicos).

3.5 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

3.5.1 TÉCNICAS

Se usó la técnica de la observación porque se anotó y se registró sin una manipulación de las variables en los sucesos que se está estudiando.

Una vez aplicada la técnica se procedió al procesamiento y análisis de datos mediante la aplicación de elementos finitos.

3.5.2 INSTRUMENTOS

Para el presente trabajo de investigación fue necesario contar con los siguientes instrumentos:

La Norma Técnica nacional como son la CE-010 del RNE-MTC

La Norma EG-2013 MTC

Expedientes técnicos de las obras viales Ejecutas

Software Plaxis.

3.6 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Se efectuó el procesamiento y análisis de toda la información obtenida en campo de los expedientes técnicos de los 5 proyectos ejecutados, luego se procedió a la sistematización de base de datos en base a los objetivos específicos planteados en la presente investigación.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 MODELAMIENTO N° 01: PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA VÍA VEHICULAR Y PEATONAL DE LA PROLONGACIÓN VÍA EXPRESA ENTRE EL SECTOR MISKAPAMPA DISTRITO DE SAN JERÓNIMO – CUSCO”

Para el modelamiento N° 01 se ha considerado valores promedio y/o característicos de los diferentes materiales que contiene un pavimento como son las propiedades físico mecánicas, geometría del pavimento y sobre carga del tráfico. Estos datos fueron recopilados del expediente técnico del proyecto antes mencionado según los requerimientos de ingreso de datos al software Plaxis (versión 8.2). A continuación se detallan un resumen de datos en la tabla N° 17 que corresponden al proyecto “Mejoramiento de la vía vehicular y peatonal de la prolongación Vía expresa entre el sector Miskapampa y las apvs. Washington Vera y Pampachacra, distrito de San Jerónimo, Cusco – Cusco” y con estos datos se procesaron el Modelamiento N° 01.

Para el modelamiento en el software Plaxis se ingresó datos por etapas para el procesamiento de la información que a continuación se detalla:

- a). Creación del modelo geométrico en donde se ingresó los datos como son el nombre del archivo de modelamiento, configuración de las unidades para luego dibujar el modelo geométrico con todos sus capas de estructura del pavimento así como la representación de las cargas. En esta parte se usó datos del tabla N° 17
- b). Asignación de las propiedades de los materiales, en este menú se ingresó las propiedades de capas de la estructura del pavimento como son suelo blando, pedraplen, sub base granular, base Granular y carpeta asfáltica, en esta parte se ingresa todos los datos de la tabla N° 17 y 18
- c). Generación de la malla de elementos finitos en donde se ajustó un refinamiento de la malla en la sub rasante.
- d). Condiciones iniciales para el cálculo de presiones de poro y tensiones efectivas luego se ingresa el peso del agua. Finalmente ingresar el nivel freático

e). Luego se va al menú calcular en donde se ingresara todas las capas de la estructura del pavimento con sus respectivos tipos de cálculo. Una vez ingresado estos datos se seleccionó los puntos donde se quiso calcular la deformación.

f) Se utilizó la opción calcúlate para el procesamiento de salida de los datos en donde se obtiene la deformación total y la deformación en la sub rasante así como según la configuración de la capa en el ingreso de la geometría del modelo.

g). Finalmente se obtiene el diagrama de carga – deformación para obtener la carga de falla.

4.1.1 PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DE LOS MATERIALES PARA EL MODELAMIENTO N° 01

TABLA 17. *Propiedades Físico Mecánicas de los materiales*

	Símbolo	Unidad	Carpeta Asfáltica	Base granular	Sub Base Granular	Pedraplen	Suelo Blando
Modelo del material			Elástico Lineal	Elástico Lineal	Elástico Lineal	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Tipo del material			No Poroso	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado
Densidad natural	γ_{nat}	kN/m ³	23.40 ^(*)	22.67 ^(**)	22.50 ^(**)	20.40 ^(*)	16.82 ^(**)
Densidad saturada	γ_{sat}	kN/m ³	-	23.15 ^(**)	22.95 ^(**)	22.80 ^(*)	19.80 ^(**)
Coefficiente de permeabilidad Horizontal	Kx	m/dia	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ ^(***)
Vertical	Ky	m/dia	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ ^(***)
Módulo de Young Drenado (CBR: 6 y 9)	E	kN/m ²	2.1x10 ⁶	400,000	250,000	40,000	60000 ^(x) 90000 ^(x)
Módulo de Young No Drenado (CBR: 6 y 9)	Eu	kN/m ²	-	-	-	-	66,667 ^(x) 100.00 ^(x)
Coefficiente de Poisson drenado	V	Adimensional	0.35	0.3	0.3	0.25	0.35 ^(xx)
Coefficiente de Poisson No drenado	Vu	Adimensional	-	-	-	-	0.49
Cohesión (CBR: 6 y ,9)	C	kN/m ²	-	-	-	2	66.67 ^(xxx) 100.00 ^(xxx)
Angulo de Fricción	θ	Grados sexagesimales	-	-	-	40	0
Angulo de Dilatancia	Ψ	Grados sexagesimales	-	-	-	0	0

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico y bibliografía

NOTA:

(*) Dato recopilado de la fuente bibliográfica

(**) Dato recopilado del expediente técnico del proyecto para el modelamiento N° 01

(***) Dato recopilado de fuente bibliográfica

(x) Dato calculado con la fórmula de Elasticidad en función de (CBR 3,6 y 9)

$$E = 10 * CBR \text{ (Mpa)}$$

Dónde: E = Modulo de Elasticidad

CBR = California Bearing Radio (expresado en %) para diferentes valores de CBR

(xx): Dato recopilado de la información bibliográfica (ver Anexo N° 02)

(xxx): Dato resultante de la fórmula de:

$$CBR = 0.09 * C \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Dónde: C = Cohesión (kN/m²)

4.1.2 GEOMETRÍA PARA EL MODELAMIENTO N° 01

Para el modelamiento de la geometría del pavimento a ser estudiado, se ha tomado como referencia datos del diseño propuesto y ejecutado del proyecto “Mejoramiento de la vía vehicular y peatonal de la prolongación Vía expresa entre el sector Miskapampa y las apvs. Washington Vera y Pampachacra, Distrito de San Jerónimo, Cusco – Cusco” la geometría del modelo tiene las siguientes características que se muestran en la tabla N° 18 y la figura N° 14.

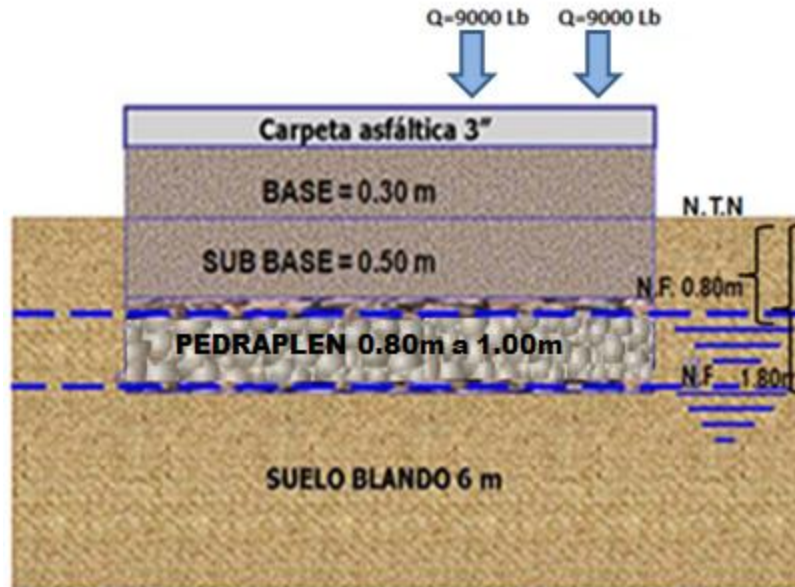
TABLA 18. *Geometría del modelo del proyecto “Mejoramiento de la vía vehicular y peatonal de la prolongación Vía expresa entre el sector Miskapampa y las Apvs. Washington Vera y Pampachacra, distrito de San Jerónimo, Cusco – Cusco*

MATERIAL	ESPESOR
Carpeta Asfáltica	3 Pulg.
Base Granular	0.30m
Sub Base	0.50m
Pedraplen	De 0.8m a 1.00m
Suelo Blando	6.00m
Nivel Freático	0.80m, 1.80m

FUENTE: Expediente técnico del proyecto (ver Anexo N° 01)

En la tabla N° 18 se aprecia los datos extraídos del expediente técnico del Proyecto para el modelamiento N° 01.

FIGURA 14. *Esquematación de la Geometría del Modelo*

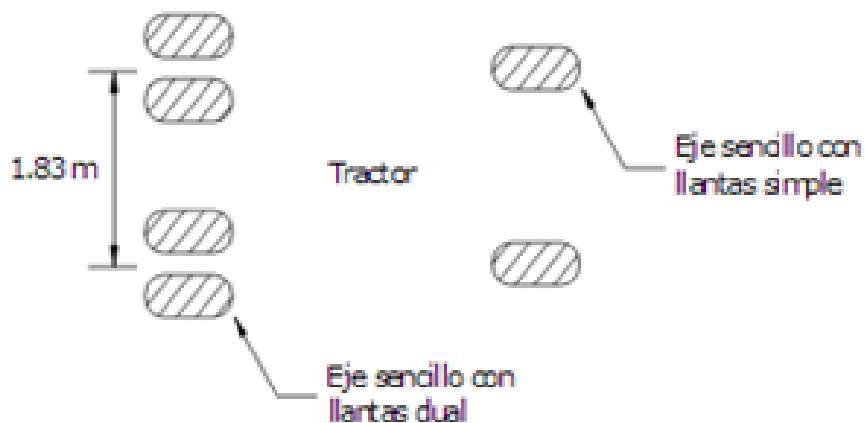


FUENTE: Elaboración Propia con datos del expediente técnico N° 01

4.1.3 SOBRE CARGA DEL TRÁFICO

Para la determinación de la sobrecarga del tráfico que se transmite al pavimento, se tiene la siguiente configuración en la figura N° 15.

FIGURA 15. *Configuración de vehículo C2 (eje delantero sencillo y trasero dual)*



Fuente: Diseño Moderno de Pavimentos, 2006

TABLA 19. *Equivalencia de áreas de contacto para un eje sencillo con llantas dual de 4 neumáticos*

Descripción	Radio área de Contacto (m)	Área Circular equivalente (m ²)
Eje 1 lado Izquierdo	0.1519	0.0725
Eje 2 lado Izquierdo	0.1519	0.0725
Eje Equivalente	0.2148	0.1451

FUENTE: Elaboración Propia

De acuerdo a los datos bibliográficos citados y con los datos de la tabla N° 19 se tiene en cuenta que un eje sencillo con llantas dual transmite carga al pavimento mediante 4 neumáticos y se tiene la siguiente configuración en la tabla N° 20.

TABLA 20. *Carga distribuida equivalente, para un eje sencillo con llantas dual de 4 neumáticos*

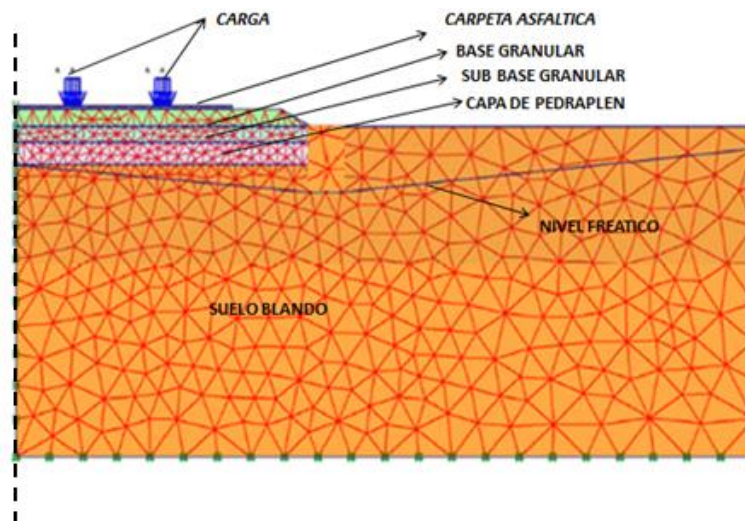
Numero de Neumáticos		Carga Puntual Transmitida		Área de contacto		Carga Distribuida Transmitida	
Total	Por lado	Por 4 Neum. (kN)	Por 2 Neum. (kN)	Por 4 Neum. (m ²)	Por 2 Neum. (m ²)	Por 4 Neum. (kN/m ²)	Por 2 Neum. (kN/m ²)
4	2	80	40	0.1451	0.0725	552.1	276

FUENTE: Elaboración propia

4.2 MODELAMIENTO CON ELEMENTOS FINITOS

En la siguiente figura se muestra la sección transversal típica con simetría respecto al eje de la vía que fue estudiada.

FIGURA 16. *Modelamiento de la sección transversal típica*



Fuente: Elaboración Propia con el apoyo del software Plaxis

En el presente proyecto para el modelamiento N° 01, se ha encontrado diferentes valores de CBR del suelo blando y en diferentes tramos con CBR = 6, CBR = 9 y niveles freáticos 0.80m y 1.80m por lo que se realizó 3 modelamientos que se detallan a continuación:

- a). CBR = 6, espesor de pedraplen 0.80m y 1.00m, Nivel Freático 0.80m
- b). CBR = 6, espesor de pedraplen 1.00m Nivel Freático 1.80m
- c). CBR = 9, espesor de pedraplen 1.00m nivel freático = 1.80 m

a) MODELAMIENTO CON CBR = 6, PEDRAPLEN = 0.80m NIVEL FREÁTICO 0.80m

En el siguiente tabla muestra los siguientes datos recopilados del proyecto mencionado anteriormente:

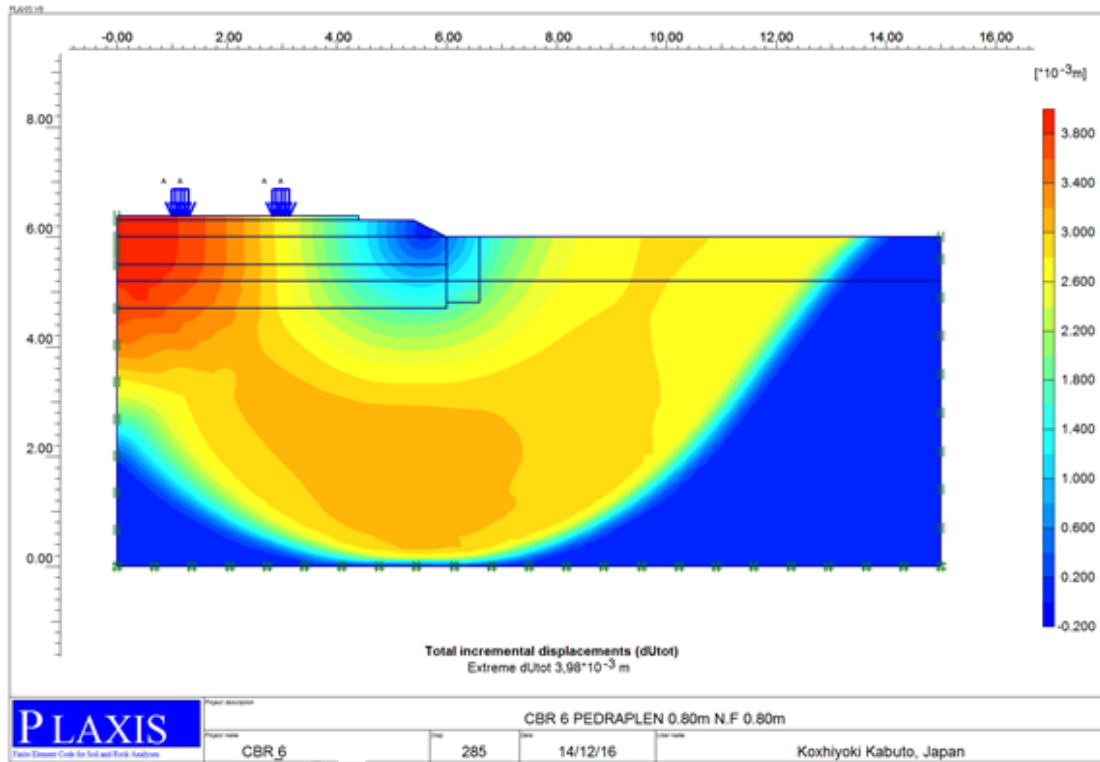
TABLA 21. *Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6 Pedraplen = 0.80m nivel freático 0.80m.*

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento flexible	: 3 pulg.
Espesor de base granular	: 0.30m
Espesor de sub base granular	: 0.50m
Espesor de pedraplen	: 0.80m
Espesor del suelo blando	: 6.00m
Nivel freático	: 0.80m
CBR del suelo blando	: 6
Módulo de Young drenado (Sub rasante)	: 60,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 66,666 kN/m ²
Cohesión C	: 66.67kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

Luego de asignar las propiedades a los diferentes materiales y la asignación de las ecuaciones constitutivas, la ubicación del nivel freático y la asignación de las cargas se tienen el esquema la representación del modelamiento en donde se observa la deformación para este primer modelamiento. (Figura N° 17).

FIGURA 17. Mecanismos de falla para Modelamiento con CBR = 6 (Drenado), Pedraplen 0.80 Nivel freático 0.80m

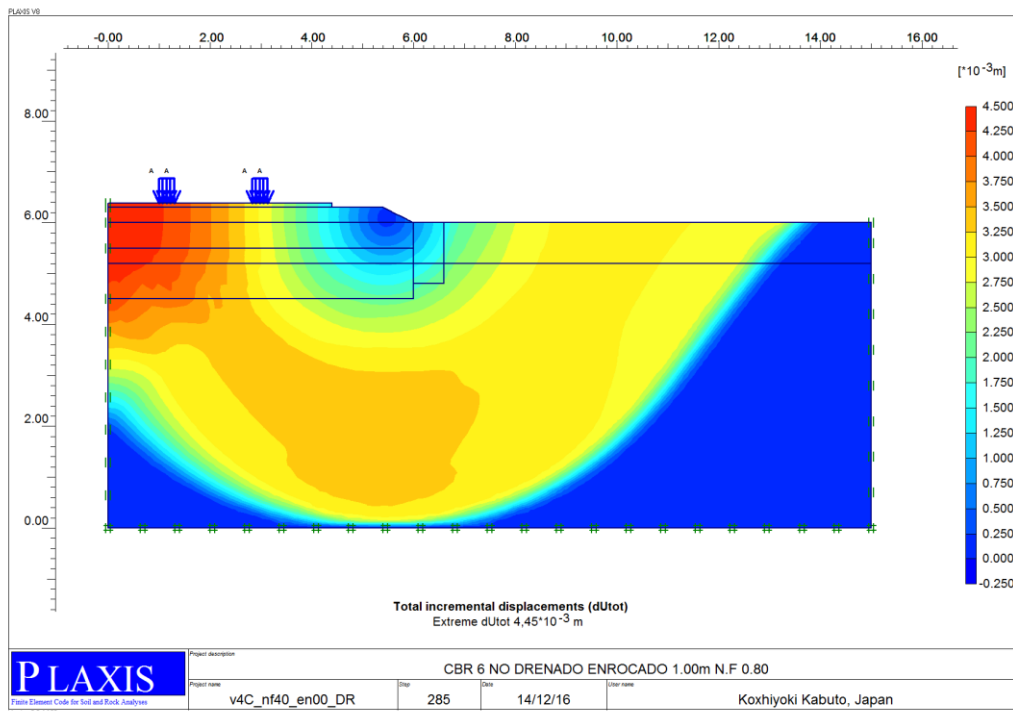


Fuente: Elaboración Propia con el apoyo del software Plaxis v8.2

En la figura N° 17 se puede apreciar en el eje de las abscisas desplazamientos totales de 3.98 mm cuando se le aplica una carga total de 18000 lb. En la parte derecha del figura tenemos diferentes valores para ubicar los desplazamientos en diferentes capas. Los colores de las curvas tiene una relación de variaciones de presiones, según lo que ha graficado el software de modelamiento, es así por ejemplo la curva de color naranja tiene un valor de $3.400 \times 10^{-3} \text{ m}$ pero en un punto específico que nos indica al momento de aplicar la carga de 18000 lb produce una deformación en ese punto. Mientras que el mínimo es $0.20 \times 10^{-3} \text{ m}$ que está muy distanciado a las capas de estructura del pavimento. Así mismo la deformación en la sub rasante es de 3.86 mm.

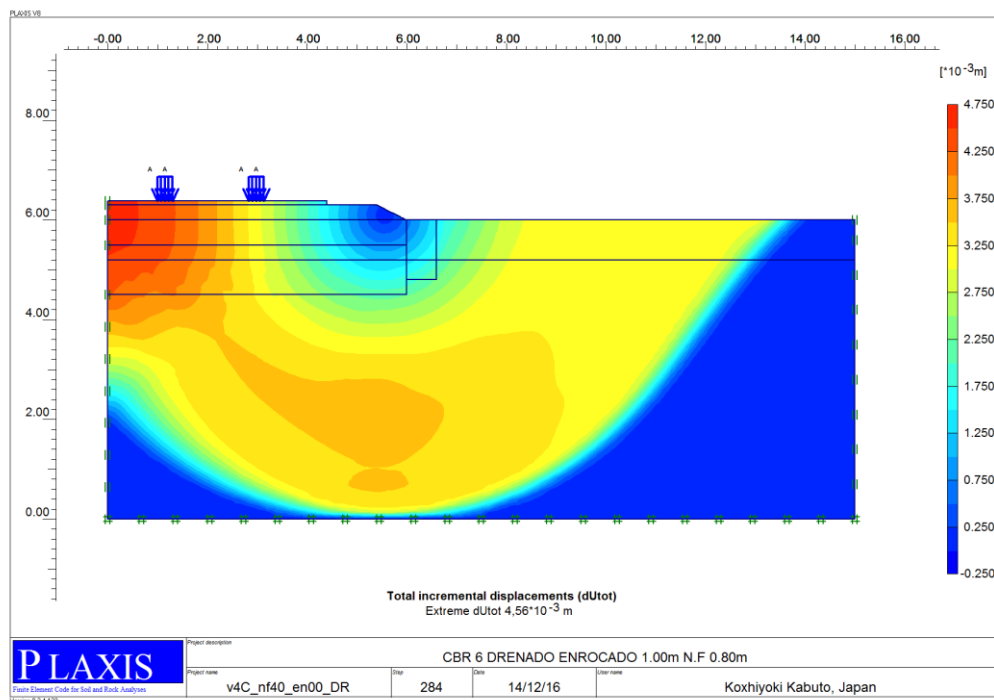
El programa geotécnico computacional Plaxis V8.2 basado en el método de elementos finitos, nos da la facilidad de medir las deformaciones en cualquier nodo de un elemento, es por eso que podemos encontrar las deformaciones en todas las capas de la estructura del pavimento.

FIGURA 18. Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 (No Drenado), Pedraplen 0.80m Nivel freático 0.80m



FUENTE: Elaboración Propia con el apoyo de software Plaxis v8.2

FIGURA 19. Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 (Drenado), Pedraplen 1.00m Nivel freático 0.80m

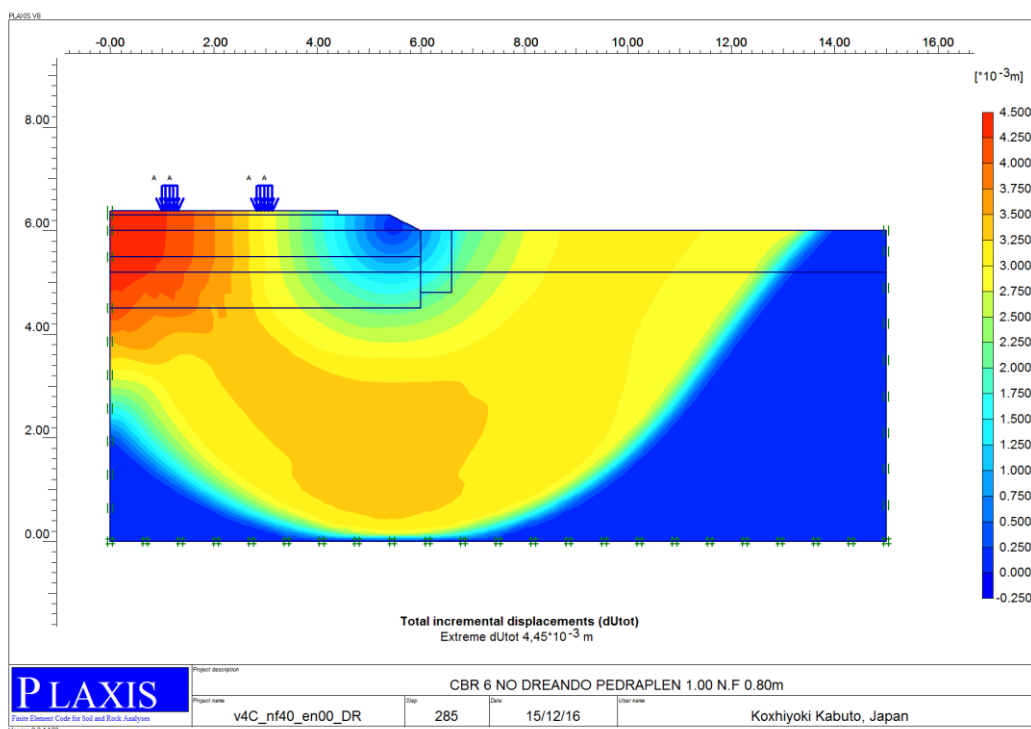


FUENTE: Elaboración Propia con el apoyo de software Plaxis v8.2

En la figura N° 18 se observa desplazamientos totales de 4.45 mm con la aplicación de una carga de 552 kN/m² y un desplazamiento en la sub rasante de 4.34 mm.

Así mismo de la figura N° 19 se observa desplazamientos totales de 4.56 mm y en la sub rasante 4.41mm. También se puede apreciar la variación de la deformación de acuerdo a las capas de la estructura del pavimento.

FIGURA 20. *Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 (No Drenado), Pedraplen 1.00m Nivel freático 0.80m*

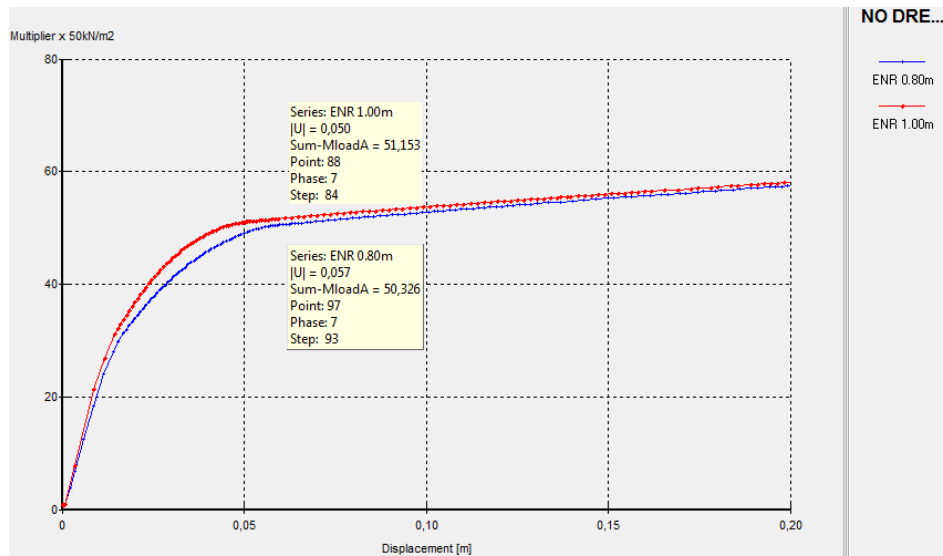


Fuente: Elaboración Propia con software con el apoyo de Plaxis v8.2

En la figura N° 20 se puede apreciar una deformación del paquete estructural en conjunto de 4.45 mm según lo que arroja el software Plaxis, pero lo que nos interesa para la comparación con el ensayo de Viga Benkelman es la deformación en la capa de sub rasante que fue 4.26 mm.

En la figura también se puede ordenar al software Plaxis que nos muestre otras características como son los esfuerzos efectivos, exceso de presión de poros, los puntos plásticos, número total de Elementos del modelamiento y total de nodos.

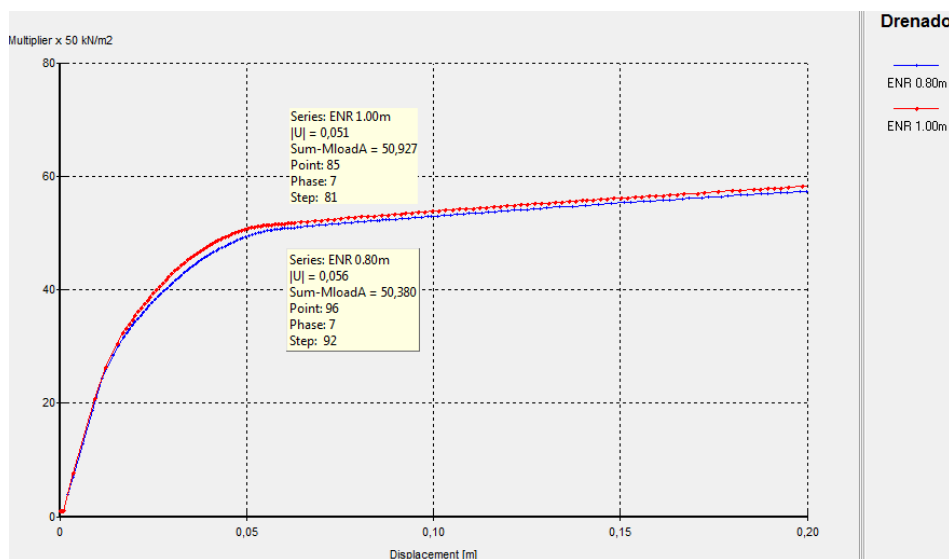
FIGURA 21. Modelamiento con CBR= 6 Diagrama de carga - deformación en Condiciones de suelo No drenado, pedraplen 0.80m, 1.00 m, Nivel freático 0.80m



Fuente: Elaboración propia con apoyo de Software Plaxis v8.6

En las figuras N° 21 y 22 se observa un plano cartesiano, donde en el Eje “X” se ubican los desplazamientos medidos en la sub rasante del pavimento, y en el eje “Y” la carga aplicada pero con la particularidad de dichos valores son un multiplicador de 50 kN/m², para ajustar la curva, por ejemplo si se lee 80 este se multiplica por 50kN/m² para obtener una carga aplicada de 4000 kN/m².

FIGURA 22. Modelamiento con CBR= 6 Diagrama de Carga - Deformación en Condiciones de suelo Drenado. Pedraplen 0.80m, 1.80m y Nivel freático 0.80m



Fuente: Elaboración propia con apoyo de Software Plaxis v8.6

En la gráfica N° 22 se muestra una curva de carga - deformación de un suelo de fundación con CBR de 6% en condiciones de suelo Drenado con nivel freático inicial de -0.80m. estas figuras nos permitirá construir la tabla N° 22 y así sucesivamente para los posteriores cuadros.

TABLA 22. *Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 6, Pedraplen 0.80m Nivel freático 0.80m*

Asfalto = 3 B = 0.30m SB = 0.50m CBR = 6%	Nivel Freático (m)	Altura de Pedraplen (m)	Carga Inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (kN/m ²)
No Drenado	-0.8	0.8	50	552	3.73	2516.30
Drenado	-0.8	0.8	50	552	3.86	2519.00
No Drenado	-0.8	1	50	552	4,34	2557.65
Drenado	-0.8	1	50	552	4.44	2546.35

Fuente: Elaboración Propia con el apoyo de software Plaxis V8.2

Del cuadro N° 22 también podemos observar los esfuerzos máximos de 552 kN/m² siendo este valor constante para cada modelamiento, y un esfuerzo límite para cada modelamiento, por ejemplo modelamiento con nivel freático de -0.80m con altura de pedraplen de 0.80m caso drenado se tiene un esfuerzo límite de 2519.00 kN/m² donde ocurrirá la falla. Cada uno de valores de esfuerzo limite se obtiene de las figuras N° 21 y 22 para caso Drenado y No Drenado.

b) MODELAMIENTO CBR = 6% PEDRAPLEN = 1.00m NIVEL FREATICO 1.80m

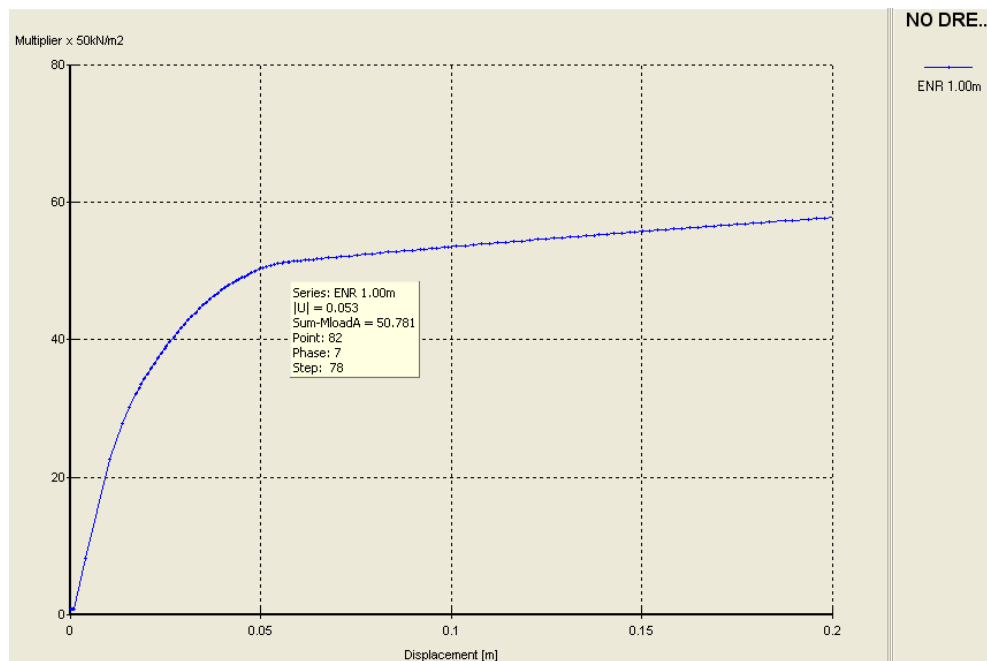
Este modelamiento con suelo blando CBR 6% se diferencia del anterior modelamiento (a) en el nivel freático de -1.80m en el kilómetro Km 00+800, se ha considerado este dato para ver cuánto varia en comparación con el nivel freático anterior de 0.80m. y ver si esto ayuda en el mejoramiento de la capacidad de carga del suelo blando, y las características técnicas del modelo se resumen con las siguientes datos:

TABLA 23. Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6 pedraplen = 1.00m nivel freático 1.80m

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento flexible	: 3 pulg.
Espesor de base granular	: 0.30m
Espesor de sub base granular	: 0.50m
Espesor del Pedraplen	: 1.00m
Espesor del suelo blando	: 6.00m
Nivel freático	: 1.80m
CBR del suelo blando	: 6
Módulo de Young drenado	: 60,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 66,666 kN/m ²
Cohesión C	: 66.67kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

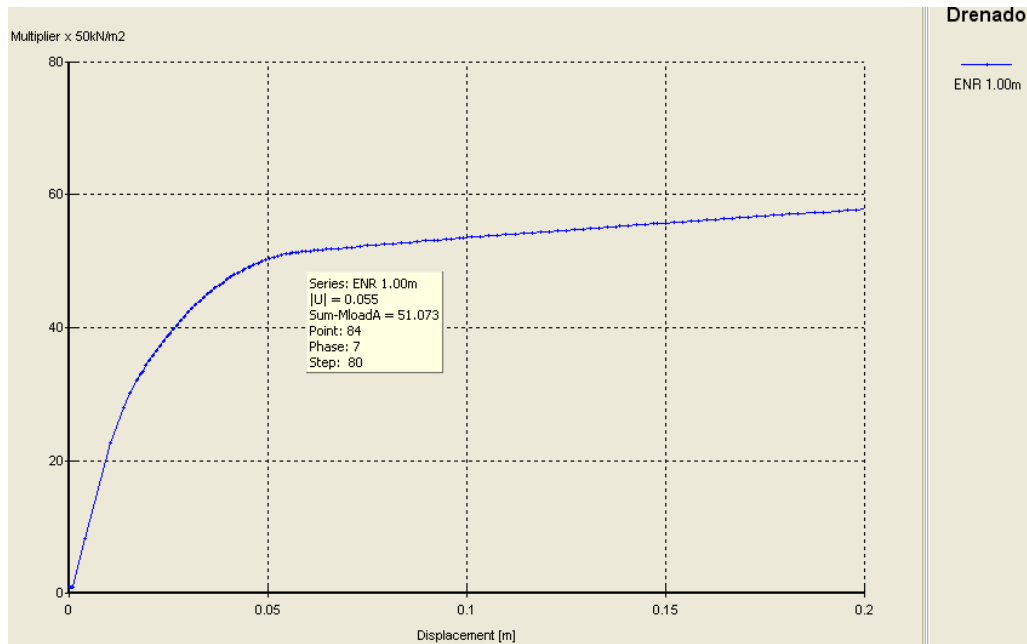
FIGURA 23. Modelo CBR 6 Diagrama de carga – Deformación en condiciones de suelo No Drenado, Pedraplen 1.00m, Nivel freático 1.80m



FUENTE: Elaboración propia con el apoyo del software plaxis

Grafica donde se muestra la curvas de carga – deformación de un suelo en fundación con CBR de 6% en Condiciones no drenadas que difiere con el anterior Modelo (CBR = 6) en el nivel freático. Con esta figura se construye la Tabla N° 24 para determinar el esfuerzo límite.

FIGURA 24. Modelamiento con CBR = 6 Diagrama de carga – Deformación en condiciones de suelo Drenado Pedraplen 1.00m, Nivel freático 1.80m



Fuente: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

La figura N° 24 nos muestra los resultados de carga - deformación tanto en el rango elástico y plástico, pero en el presente trabajo se ha utilizado valores en el rango plástico.

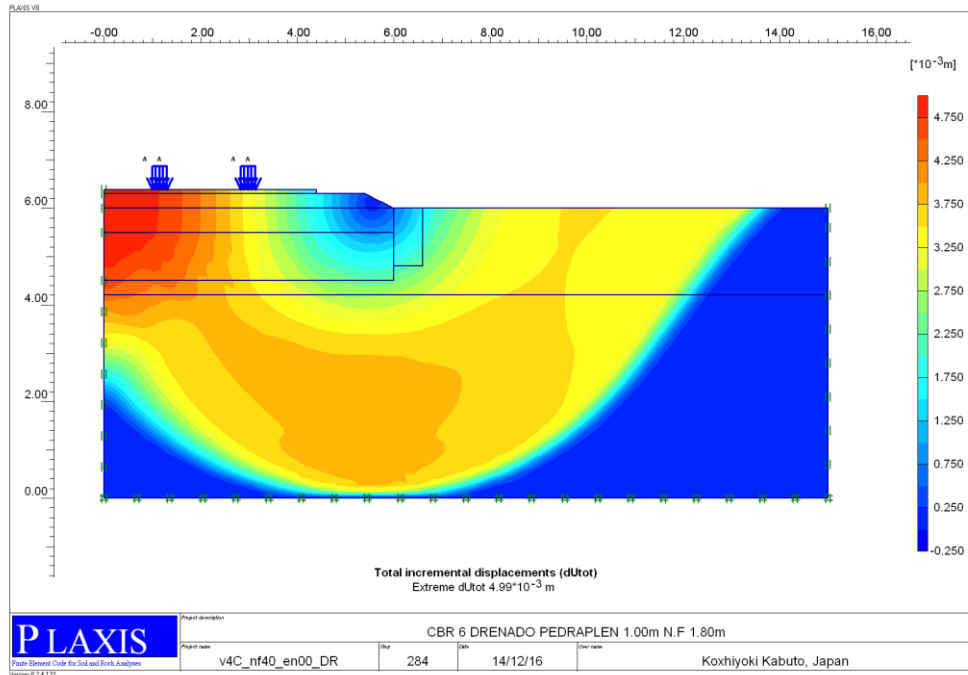
TABLA 24. Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 6 Pedraplen = 1.00m nivel freático 1.80m

Asfalto = 3 B = 0.30m SB = 0.50m CBR = 6%	Nivel freático (m)	Altura de Pedraplen (m)	Carga Inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (kN/m ²)
No Drenado	-1.8	1	50	552	4.48	2539.05
Drenado	-1.8	1	50	552	2.25	2553.65

FUENTE: Elaboración propia

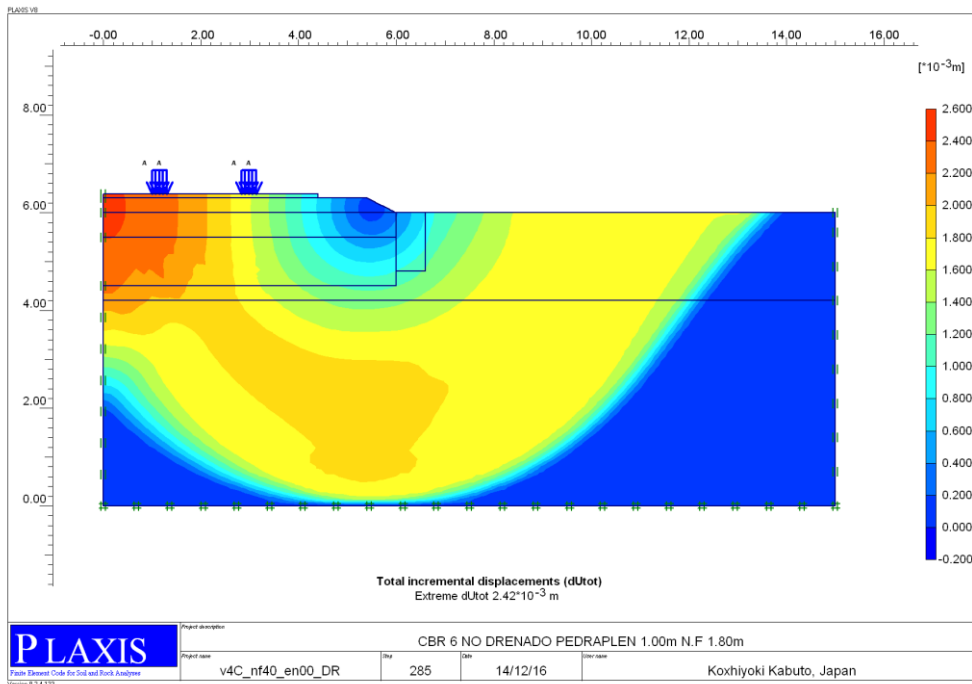
Este tabla N° 24 se construyó a partir de la figura N° 23 y 24 para determinar la deformación máxima así como el esfuerzo limite, también en este cuadro se puede observar que mayor capa de Pedraplen la deformación es menor para el caso de suelo drenado

FIGURA 25. Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 (Drenado), Pedraplen 1.00m Nivel freático 1.80m.



Fuente: Elaboración propia

FIGURA 26. Mecanismos de falla para Modelo CBR = 6 No Drenado, Pedraplen 1.00m Nivel freático 1.80m



Fuente: Elaboración propia con el apoyo del software Plaxis

En la Figura N° 25 se aprecia también un desplazamiento total de 4.99 que corresponde a toda la estructura del pavimento, y un desplazamiento de 4.55mm en la sub rasante.

En la Figura N° 26 se aprecia también un desplazamiento total de 2.44 mm que corresponde a toda la estructura del pavimento, y un desplazamiento de 2.27 mm en la sub rasante.

De la misma forma se puede concluir que a mayor espesor de pedraplen siempre los desplazamientos son mucho menores que a menor espesor de pedraplen esto se debe a que las propiedades de las rocas son mucho mayores que otros materiales como suelo blando.

c) MODELAMIENTO CBR = 9, PEDRAPLEN = 1.00m NIVEL FREÁTICO -1.80m

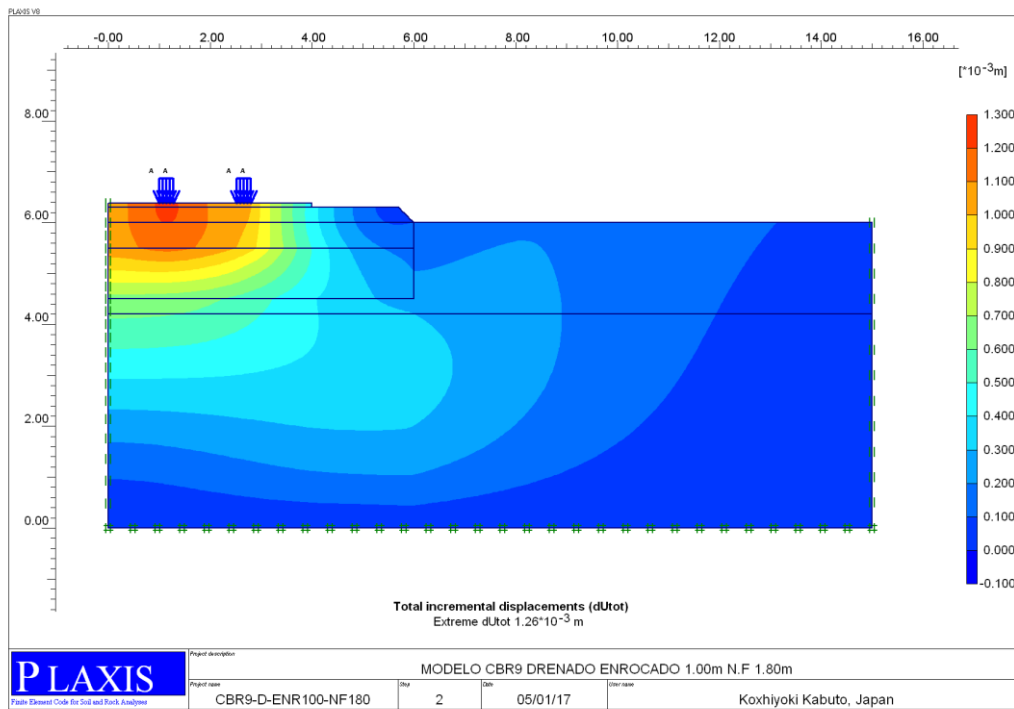
TABLA 25. *Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 9 pedraplen = 1.00m nivel freático -1.80m*

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento flexible	: 3 pulg.
Espesor de base granular	: 0.30m
Espesor de sub base granular	: 0.50m
Espesor de Pedraplen	: 1.00m
Espesor del suelo blando	: 6.00m
Nivel freático	: 1.80m
CBR del suelo blando	: 9
Módulo de Young drenado	: 90,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 100,000 kN/m ²
Cohesión C	: 100 kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

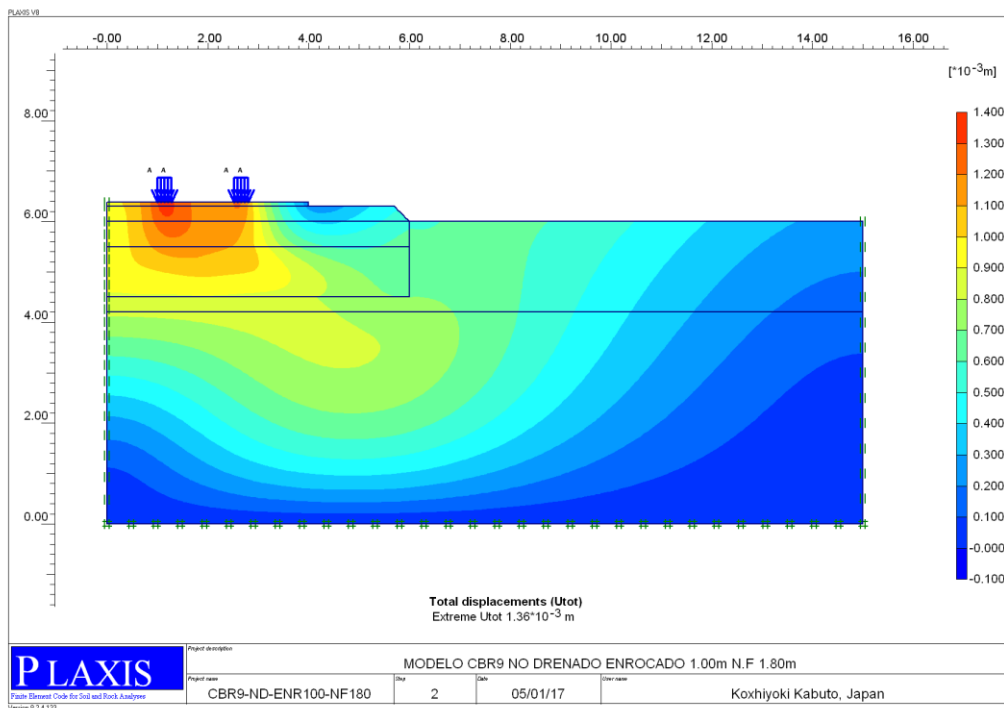
Se procedió a calcular las deformaciones en la estructura del pavimento propuesta con los datos del CBR = 9. Los resultados del procesamiento fueron graficados en las figuras N° 27 (caso Suelo No Drenado) y figura N° 28 (caso Suelo Drenado), ubicando en el eje de las abscisas los desplazamientos registrados en la superficie de la sub rasante del pavimento y para diferentes espesores de Pedraplen y en el eje de ordenadas el multiplicador de carga que debe ser multiplicado por la carga vehicular inicial de 50 kN/m² de donde se tiene información procesada que es presentado en la tabla N° 26.

FIGURA 27. Mecanismos de falla para Modelamiento con $CBR = 9$ Drenado, Pedraplen 1.00m Nivel freático 1.80m



Fuente: Elaboración propia

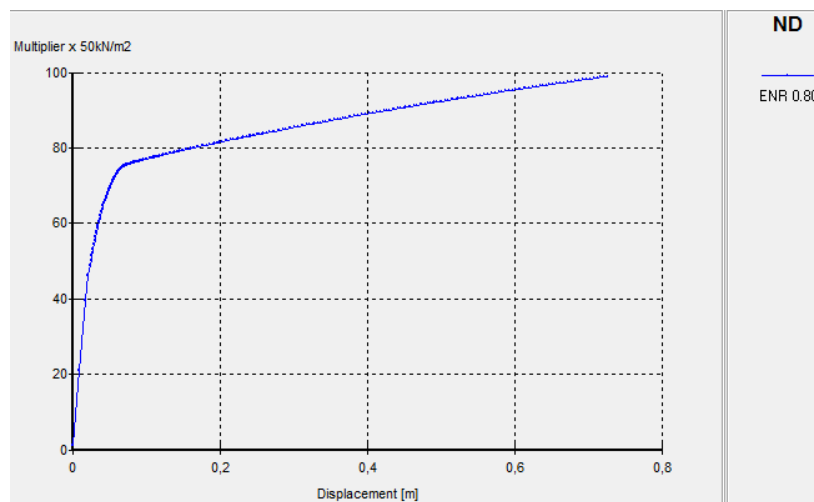
FIGURA 28. Mecanismos de falla para Modelo $CBR = 9$ No Drenado, Pedraplen 1.00m Nivel freático 1.80m



Fuente: Elaboración propia

La figura N° 27 tiene la particularidad de modelamiento a -1.80m de altura del nivel freático medido desde el nivel natural del terreno, la diferencia de desplazamientos entre la modelamiento con propiedades drenadas y no drenadas es bastante apreciable.

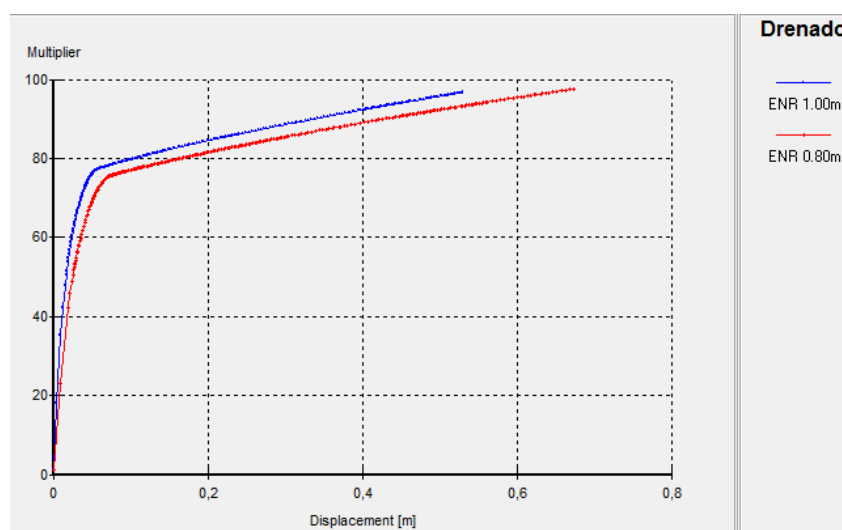
FIGURA 29. Diagrama de carga – deformación en condiciones de suelo No Drenado del Modelamiento CBR = 9%



Fuente: Elaboración propia

Grafica donde se muestra la curva de Carga – deformación de un suelo de fundación con CBR de 9% en condiciones de suelo No drenadas que difiere con los modelos anteriores en el espesor de pedraplen y el nivel freático.

FIGURA 30. Modelamiento con CBR = 9 Diagrama de carga – deformación en condiciones de suelo Drenado



Fuente: Elaboración propia

Grafica donde se muestra 2 curvas de Carga – Deformación de un suelo de fundación CBR de 9% en condiciones de Drenado con nivel Freático inicial de 0.80m con Pedraplen diferentes de 0.80m y 1.00m, la diferencia es los desplazamientos medidos en la sub rasante. Así mismo se observa que la estructura soportara mayores cargas cuando el Pedraplen es 1.00 m.

TABLA 26. Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 9

Asfalto = 3 B = 0.30m SB = 0.50m CBR = 9%	Nivel freático (m)	Altura de Pedraplen (m)	Carga Inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (kN/m ²)
No Drenado	-1.8	1	50	552	1.03	1107.20
Drenado	-1.8	1	50	552	1.21	1022.65

FUENTE: Elaboración propia

4.1.5 MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA VÍA VEHICULAR Y PEATONAL DE LA PROLONGACIÓN VÍA EXPRESA ENTRE EL SECTOR MISKAPAMPA DISTRITO DE SAN JERÓNIMO - CUSCO”

La medida de deflexiones verticales en la superficie del pavimento ejecutado en un tramo de la vía de Evitamiento de la ciudad del Cusco entre las progresivas 0+765 al 1+025 siendo las condiciones del pavimento las siguientes características:

Carpeta Asfáltica : 3.0 Pulg.

Sub base : 0.50m

Base : 0.30m

Altura de Pedraplen : 0.80m

CBR de Sub Rasante : 6%

Condiciones de ensayo:

Ensayo en condiciones de No drenado

Carga puntual de 80 kN

Área de Contacto: 0.1451 m²

Carga Distribuida 552 kN/m²

Deflexión característica medida en campo utilizando la viga Benkelman fue de 0.534 mm (el cálculo completo se adjunta en el anexo N° 06). En el siguiente cuadro se observa las mediciones de deflexión promedio.

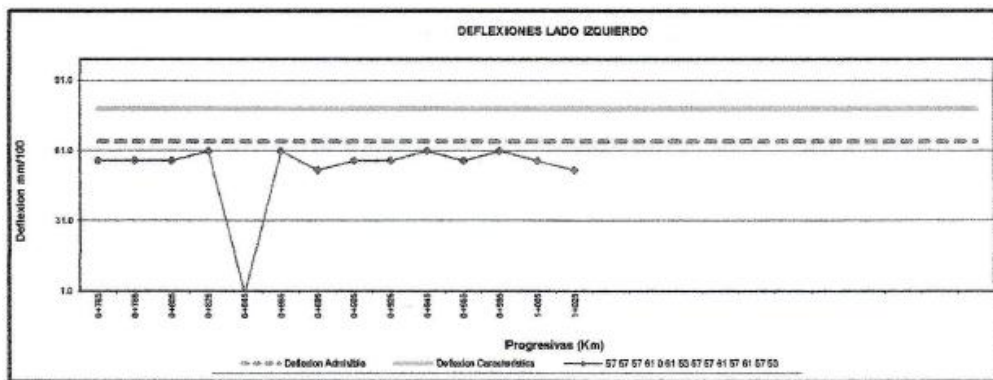
TABLA 27. Resultados del ensayo viga Benkelmam

DEFLEXION CORREGIDA	
PROMEDIO	53.4 mm/100
Mínimo	0.00 mm/100
Máximo	60.9 mm/100
Deflexión admisible	65.00 mm/100

Fuente: Ensayo de Viga Benkelman (Anexo N° 06)

En la tabla N° 14 se aprecia las deflexiones máximas admisibles (1/100mm), por lo tanto estos valores de deflexión corregida obtenida a través del ensayo viga Benkelman están dentro de los valores permitidos para un tipo de sub rasante S2 con CBR = 5% que es de 5.00 mm y para un CBR de 5 a 10% es de 4.00 mm.

FIGURA 31. Curva de deflexiones de viga Benkelman



FUENTE: Ensayo de viga Benkelman del Proyecto. (Ver Anexo N° 06)

Así mismo en esta figura se observa que las deflexiones no llega a las líneas punteadas por lo tanto está dentro de los valores normales

4.2 MODELAMIENTO N° 02 MODELAMIENTO DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO VÍA EXPRESA TRAMO VISTA ALEGRE - LOS MANANTIALES” CUSCO – 2006.

Proyecto “Mejoramiento vía expresa tramo Vista alegre - los Manantiales”, con una longitud de 1.57 km y una ancho de vía de 7.80 m, de acuerdo a los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos según el expediente técnico, el problema de suelos blandos se presenta aproximadamente el 50% de su trayectoria, para lo cual ha sido necesario mejora la sub rasante con Pedraplenes de 0.90m y 1.20m en los Km. 00+00 al Km. 00+320, Km. 00+320 al Km. 00+960 y Km. 00+960 al Km. 01+530, (ver anexo N°

03), debido a que el suelo de fundación tenía CBR 3% y un nivel freático de 0.70 cm, para lo cual se tiene las siguientes características del modelo.

4.2.1 PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DE LOS MATERIALES PARA EL MODELAMIENTO N° 02

TABLA 28. *Propiedades Físico Mecánicas del modelamiento N° 02*

	Símbolo	Unidad	Carpeta Asfáltica	Base granular	Sub Base Granular	Pedraplen	Suelo Blando
Modelo del material			Elástico Lineal	Elástico Lineal	Elástico Lineal	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Tipo del material			No Poroso	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado
Densidad natural	γ_{nat}	kN/m ³	23.40 ^(*)	22.40 ^(**)	22.20 ^(**)	20.40 ^(*)	16.00 ^(**)
Densidad saturada	γ_{sat}	kN/m ³	-	23.20 ^(**)	22.95 ^(**)	22.70 ^(*)	22.67 ^(**)
Coefficiente de permeabilidad Horizontal	Kx	m/día	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ ^(***)
Vertical	Ky	m/día	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ ^(***)
Módulo de Young Drenado (CBR: 6 y 9)	E	kN/m ²	2.7x10 ⁶	890,360	413,685	40,000	30,000 ^(x) 90,000 ^(x)
Módulo de Young No Drenado (CBR: 6 y 9)	Eu	kN/m ²	-	-	-	-	33,334 ^(x) 100.000 ^(x)
Coefficiente de Poisson drenado	V	Adimensional	0.35	0.3	0.3	0.25	0.35 ^(xx)
Coefficiente de Poisson No drenado	Vu	Adimensional	-	-	-	-	0.49
Cohesión (CBR: 6 y ,9)	C	kN/m ²	-	-	-	2	33.34 ^(xxx) 100.00 ^(xxx)
Angulo de Fricción	θ	Grados sexagesimales	-	-	-	40	0
Angulo de Dilatancia	Ψ	Grados sexagesimales	-	-	-	0	0

Fuente: Elaboración propia a través del expediente técnico y bibliografía

NOTA:

(*) Dato recopilado de la fuente bibliográfica

(**) Dato recopilado del expediente técnico del proyecto para el modelamiento N° 02

(***) Dato recopilado de fuente bibliográfica

(x) Dato obtenido de la fórmula de Elasticidad en Función de CBR.

(xx): Dato recopilado de la información bibliográfica

(xxx): Dato resultante de la fórmula de:

$$\text{CBR} = 0.09 * C \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(v): Datos del expediente técnico

4.2.2 GEOMETRÍA PARA EL MODELAMIENTO N° 02

Para el modelamiento de la geometría del pavimento a ser estudiado, se ha tomado como referencia datos del diseño propuesto en el expediente técnico y ejecutado del proyecto “Mejoramiento Vía expresa tramo Vista Alegre – Los Manantiales – Cusco” la geometría del modelo tiene las siguientes características que se muestran en la tabla N° 29 y la figura N° 32.

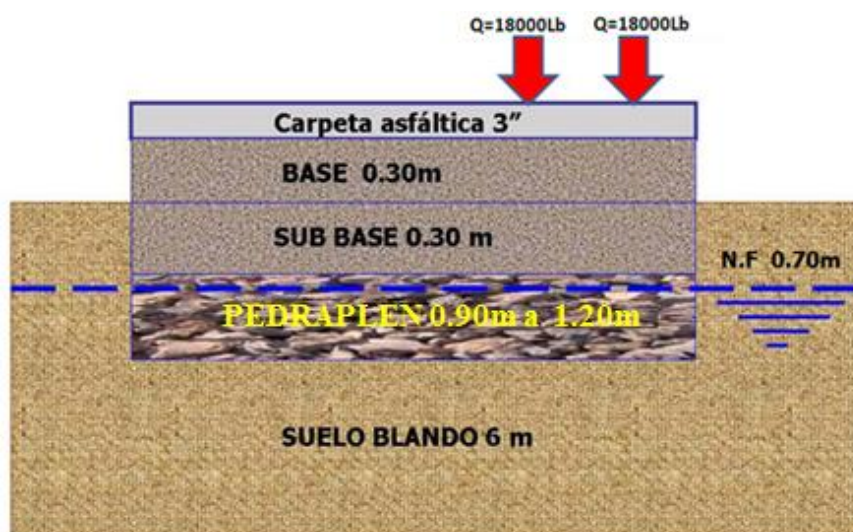
TABLA 29. Geometría del modelo del proyecto “Mejoramiento Vía expresa tramo Vista Alegre – Los Manantiales – Cusco”

MATERIAL	ESPESOR
Carpeta Asfáltica	3 Pulg.
Base Granular	0.30 m
Sub Base	0.30 m
Pedraplen	De 0.9 m a 1.20 m
Suelo Blando	6.00 m
Nivel Freático	0.70 m

FUENTE: Expediente técnico del proyecto (ver Anexo N° 03)

En la tabla N° 30 se aprecia los datos extraídos del expediente técnico del Proyecto para el modelamiento N° 02.

FIGURA 32. Esquematización de la Geometría del Modelamiento N° 02



FUENTE: Elaboración Propia con datos del expediente técnico N° 02

**a) MODELAMIENTO DEL SUELO CON CBR = 3 PEDRAPLEN 0.90m NIVEL
FREÁTICO 0.70m**

El modelamiento del suelo con CBR = 3 en la sub rasante (ver anexo N° 03) y tiene las siguiente característica:

TABLA 30. *Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 3*

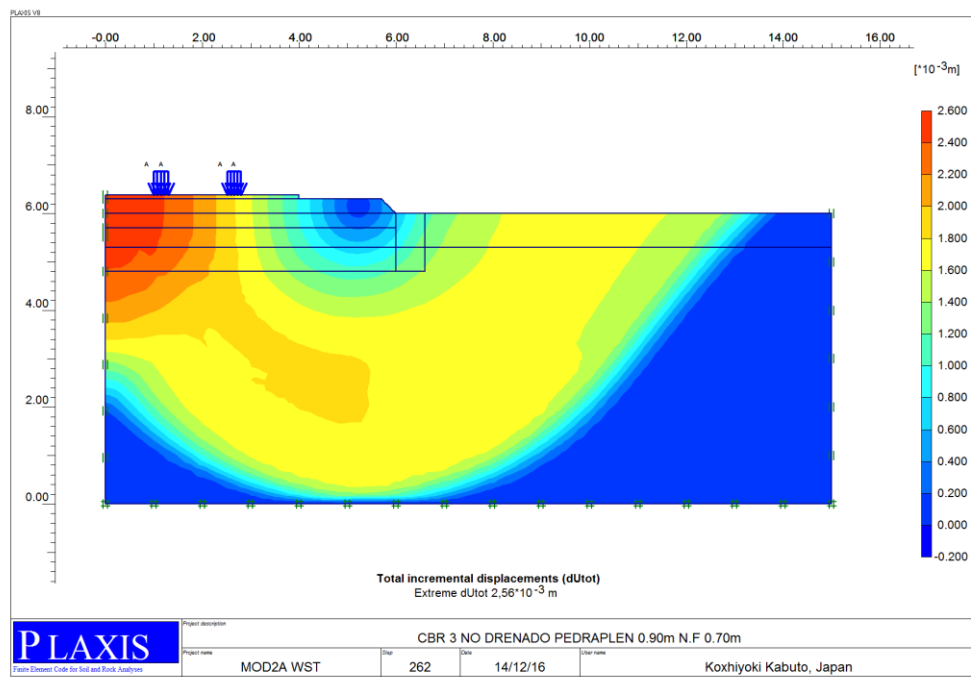
PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento flexible	: 3 pulg.
Espesor de base granular	: 0.30 m
Espesor de sub base granular	: 0.30 m
Espesor de Pedraplen	: 0.90 m
Espesor del suelo blando	: 6.00 m
Nivel freático	: 0.70 m
CBR del suelo blando	: 3
Módulo de Young drenado	: 30,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 33,333 kN/m ²
Cohesión C	: 33.34 kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

Una vez asignado las propiedades a los diferentes materiales de la estructura del pavimento, asignación de las ecuaciones constitutivas, ubicación del nivel freático asignación de cargas se tiene configurado el presente modelamiento, con espesores de Pedrapalen de 0.90m, y nivel freático 0.70m se construye la siguiente tabla N° 30.

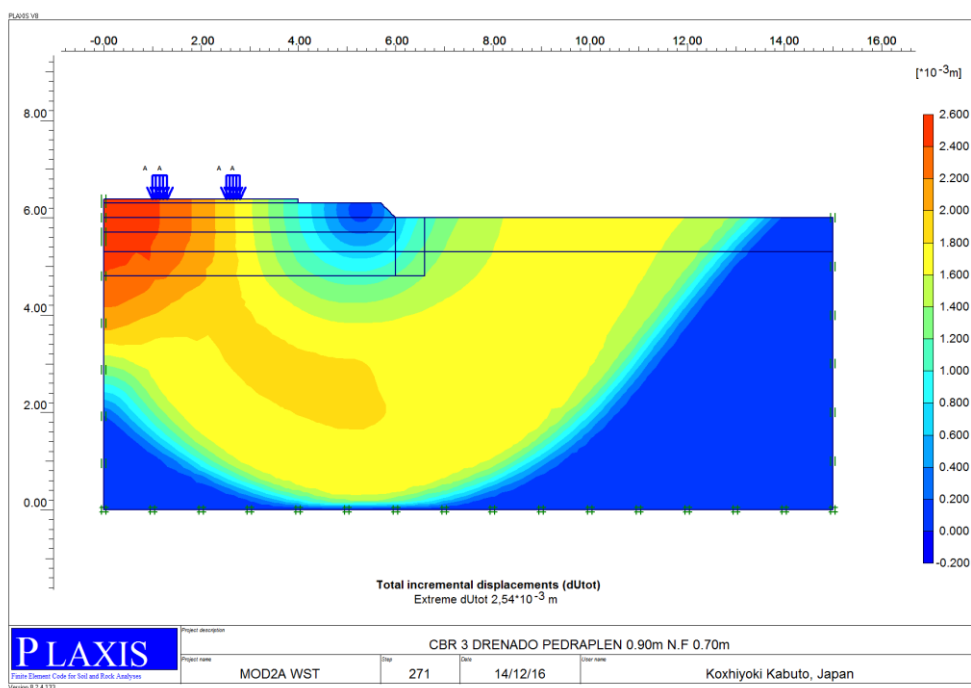
Los resultados del procesamiento fueron graficados en la figura N° 33 (Caso No drenado) y Figura N° 34 (caso Drenado) ubicando en el eje de las abscisas los desplazamiento registrados en la superficie del pavimento para diferentes espesores de Pedraplen y en el eje de las ordenadas el multiplicador de carga que debe ser multiplicado por la carga vehicular inicial de 50 kN/m² de donde se tiene la información procesada en la tabla N° 31

FIGURA 33. Mecanismos de falla para modelo CBR = 3 No drenado, pedraplen 0.90m y Nivel Freático 0.70m



Fuente: Elaboración propia

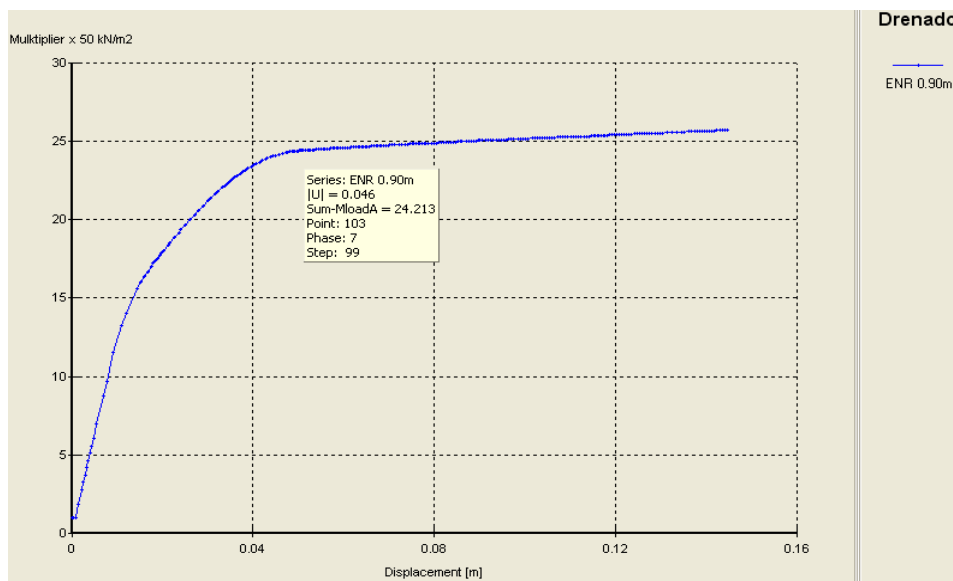
FIGURA 34. Mecanismos de falla para modelo CBR = 3. suelo Drenado, pedraplen 0.90m y Nivel Freático 0.70m



Fuente: Elaboración propia

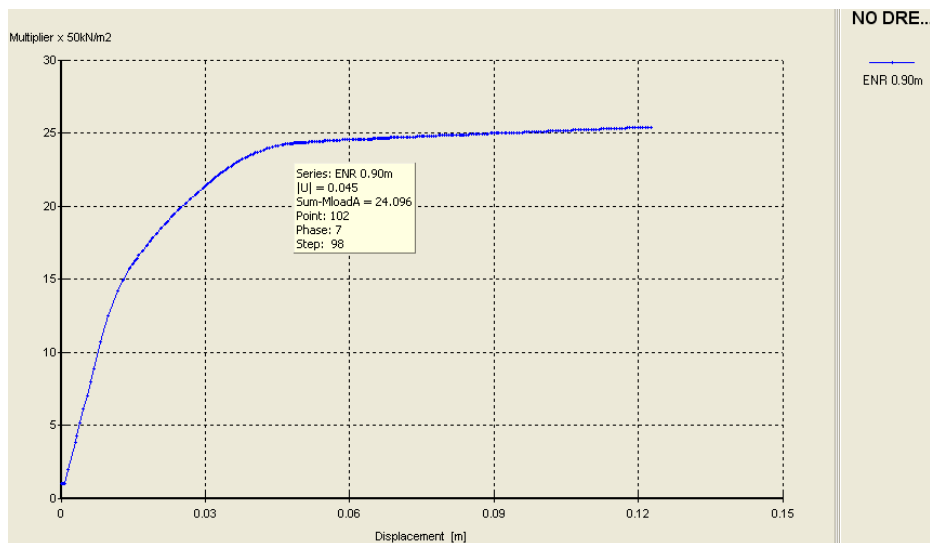
En la figura N° 33 se observa desplazamientos totales de la estructura del pavimento 2.56 mm y en la sub rasante del pavimento desplazamiento de 2.06 mm en condiciones de suelo No Drenadas. De igual manera en la figura N° 34 se observa desplazamientos totales de 2.54 mm y un desplazamiento en la sub rasante de 1.99 mm suelo en condiciones drenadas

FIGURA 35. Modelo CBR= 6 Diagrama de Carga – Deformación en condiciones de suelo No Drenado



Fuente: Elaboración propia

FIGURA 36. Diagrama de Carga – Deformación en condiciones de suelo Drenado para Modelamiento CBR= 6



Fuente: elaboración propia

En la figura N° 35 se observa la curva de Carga – Deformación de un suelo de fundación con CBR de 3% en condiciones de No drenado que difiere de los anteriores modelos en la disminución del valor de CBR del suelo blando. Y en figura N° 36 se observa la curva de Carga – deformación de un suelo de fundación con CBR de 3% en condiciones de Drenado con nivel freático inicial de -0.70m.

TABLA 31. Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 3

Carpeta =3" B = 0.30m SB = 0.30m CBR = 3%	Nivel Freático (m)	Atura de pedraplen (m)	Carga inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (Kn/m ²)
No Drenado	-0.7	0.9	50	552	2.06	1210.65
Drenado	-0.7	0.9	50	552	1.99	1204.80

FUENTE: Elaboración propia

De la tabla N° 33 se aprecia las deformaciones mucho mayores que las deformaciones del modelamiento N° 01 esto debe al CBR del suelo de Fundación, del modelamiento N° 01 es con CBR = 6, así mismo del nivel freático es mucho menor que la anterior. De la misma manera se observa los esfuerzos límites de mucho menores que el anterior Modelamiento N° 01

b) MODELAMIENTO DEL SUELO CON CBR = 9 PEDRAPLEN 1.20m NIVEL FREÁTICO 0.70m

En el siguiente cuadro se parecía las características del modelamiento

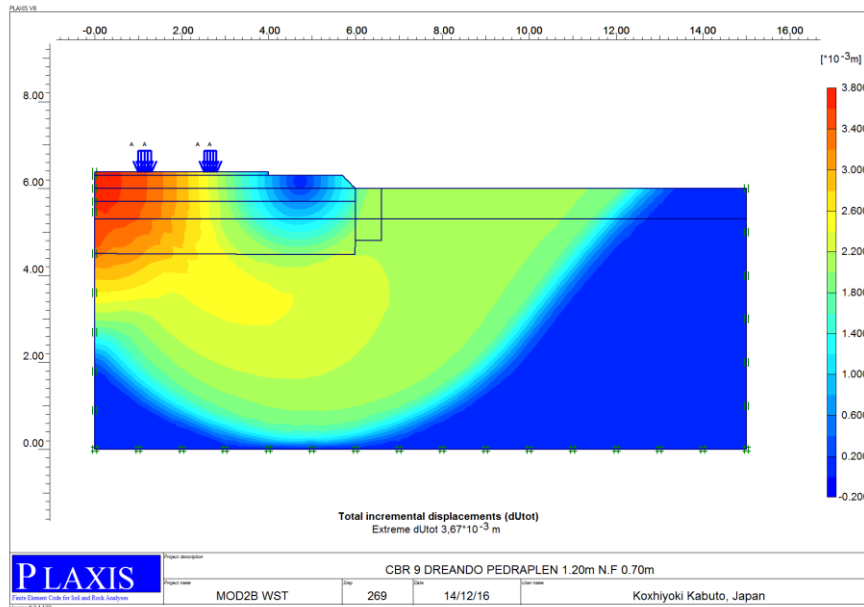
TABLA 32. Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 9

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento flexible	: 3 Pulg.
Espesor de base granular	: 0.30 m
Espesor de sub base granular	: 0.30 m
Espesor de pedraplen	: 1.20 m
Espesor del suelo blando	: 6.00 m
Nivel freático	: 0.70 m
CBR del suelo blando	: 9
Módulo de Young drenado	: 90,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 100,000 kN/m ²
Cohesión C	: 100 kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1 kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

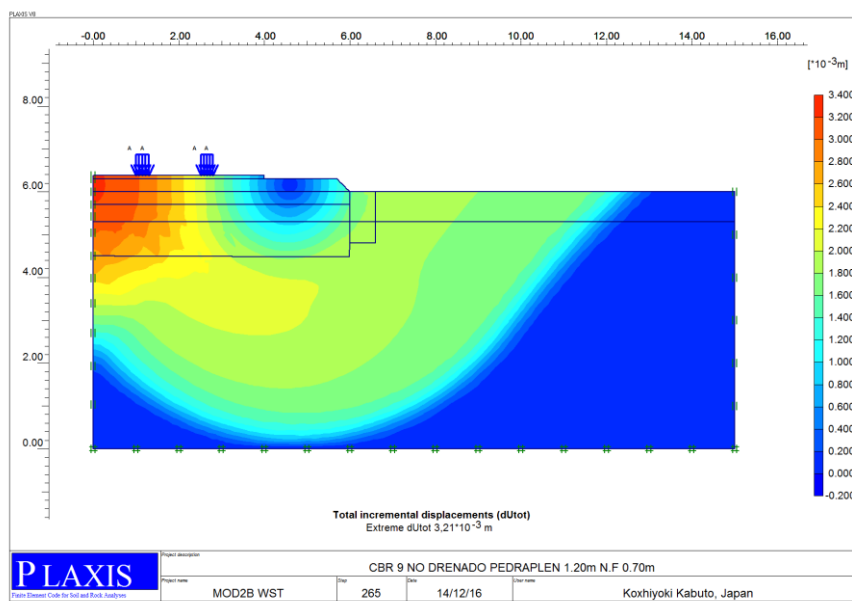
Una vez hecho el modelamiento geométrico, asignación de propiedades a los diferentes materiales, asignación de las ecuaciones constitutivas, ubicación del nivel freático y asignación de cargas se tiene configurado el presente modelo (CBR = 9) y se procede a analizar el modelo con espesores de Pedraplen de 1.20 m y nivel freático de 0.70 m.

FIGURA 37. Modelo $CBR = 9$ desplazamientos totales para un pedraplen de 1.20 m, suelo blando con $CBR = 9$ condición de Drenado



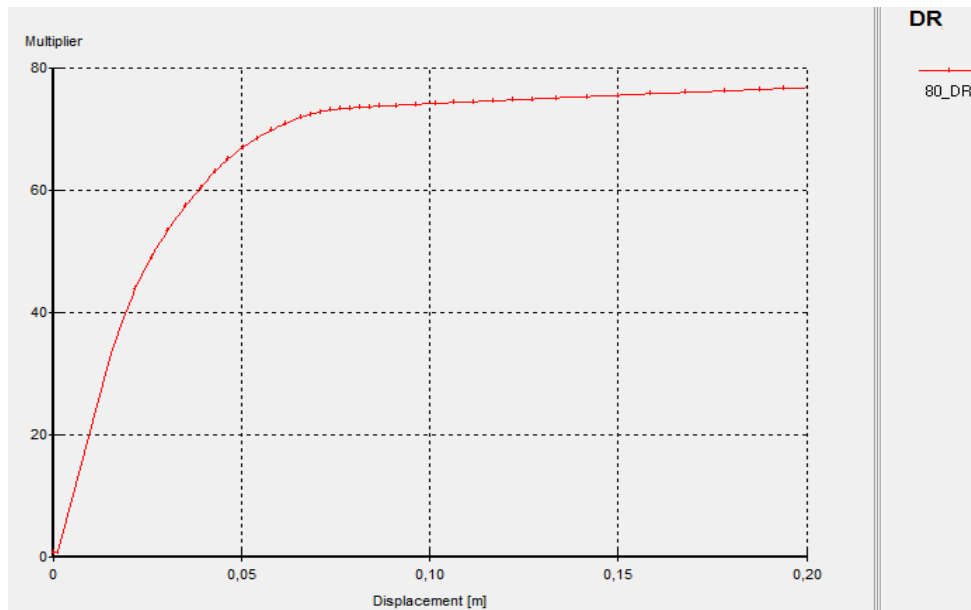
Fuente: Elaboración propia con el apoyo del software plaxis

FIGURA 38. Modelo $CBR = 9$ desplazamientos totales para un Pedraplen de 0.90m, suelo blando con $CBR = 9$ condición de No Drenado



Fuente: Elaboración propia con el apoyo del software plaxis

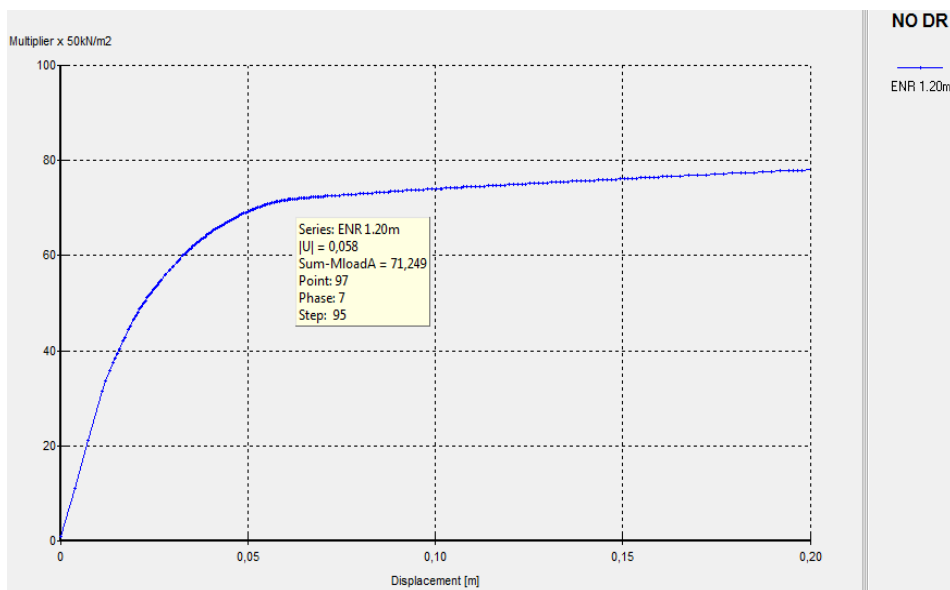
FIGURA 39. Modelamiento con CBR = 9 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo drenado. pedraplen 1.20m nivel freático 0.70m



Fuente: Elaboración propia

Grafica donde se muestra curvas de Carga – Deformación de un suelo de fundación con CBR de 9% en Condiciones de Drenado con nivel freático inicial de -0.70m.

FIGURA 40. Modelamiento con CBR = 9 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo No drenado. pedraplen 1.20m nivel freático 0.70m



Fuente: Elaboración propia

La figura N° 37 para caso drenado se tiene un desplazamiento total de 3.67 mm y un desplazamiento en la sub rasante de 3.19 mm en condiciones de suelo Drenado. De la misma manera en la en la figura N° 38 se obtiene un desplazamiento total de 3.21 mm y un desplazamiento de 3.02 mm en la sub rasante en condiciones de suelo No drenado.

TABLA 33. *Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 9*

Carpeta =3" B = 0.30m SB = 0.30m CBR = 9%	Nivel Freático (m)	Atura de Pedraplen (m)	Carga inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (KN/m ²)
No Drenado	-0.7	1.20	50	552	4.27	3350.80
Drenado	-0.7	1.20	50	552	4.72	3013.30

FUENTE: Elaboración propia

4.2.2 MEDICION DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO VÍA EXPRESA TRAMO VISTA ALEGRE - LOS MANANTIALES CUSCO - 2006”

La medida de deflexiones verticales en la superficie del pavimento ejecutado en un tramo de la vía de Evitamiento de la ciudad del Cusco entre las progresivas 0+00 al Km.00+320 siendo las condiciones del pavimento las siguientes características:

Sub base : 0.30m
 Base : 0.30m
 Carpeta Asfáltica : 3.0 Pulg.
 Altura de Pedraplen : 0.90m
 CBR de Sub Rasante : 6%

Condiciones de ensayo:

Ensayo en condiciones de No drenado

Carga puntual de 80 kN

Área de Contacto: 0.1451m²

Carga Distribuida 552 kN/m²

Deflexión característica medida en campo utilizando la viga Benkelman fue de 0.061mm (el cálculo completo se adjunta en el anexo N° 07).

TABLA 34. Resultados del ensayo viga Benkelman

DEFLEXION CORREGIDA (1/100mm)	
Promedio (mm)	61.00
Desviación. estándar	0.227
Máximo (mm)	108.00
Mínimo (mm)	2.00
Deformación admisible (Da)	71.9
Coefficiente de Poisson (μ)	0.4
presión de inflado (p)	80 psi
Carga sobre la Llanta	18000 LBS

Fuente: Ensayo de Viga Benkeman del proyecto

Las deflexiones medidas con viga Benkelman para el modelamiento N° 02 también se encuentran por debajo lo permitido a nivel de la base como se indica en la tabla N° 14

4.3 MODELAMIENTO N° 03: MODELAMIENTO DE PAVIMENTO DEL PROYECTO “CONSTRUCCIÓN VIA DE EVITAMIENTO TRAMO LOS FRUTALES – Urb. TUPAC AMARU DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN CUSCO – 2003

Proyecto “Mejoramiento vía expresa tramo Los Frutales - Urb. Tupac Amaru”, el problema de los suelos blandos se presenta en los kilómetros 02 + 030 hasta 02 + 078 con una longitud de 0.48 km (ver anexo N° 04 y 05) y una ancho de vía de 12 m, de acuerdo a los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos según el expediente técnico, para lo cual ha sido necesario mejora la sub rasante con Pedraplen de 1.00 m de espesor debido a que el suelo de fundación tenía CBR 9% y un nivel freático de 0.40 cm.

TABLA 35. Propiedades Físico Mecánicas del modelamiento N° 03

	Símbolo	Unidad	Carpeta Asfáltica	Base granular	Sub Base Granular	Pedraplen	Suelo Blando
Modelo del material			Elástico Lineal	Elástico Lineal	Elástico Lineal	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Tipo del material			No Poroso	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado
Densidad natural	γ_{nat}	kN/m ³	23.40 ^(*)	22.76 ^(**)	21.20 ^(**)	20.40 ^(*)	15.00 ^(**)
Densidad saturada	γ_{sat}	kN/m ³	-	23.60 ^(**)	22.30 ^(**)	22.70 ^(*)	22.67 ^(**)
Coefficiente de permeabilidad							
Horizontal	Kx	m/día	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ (***)
Vertical	Ky	m/día		1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ (***)
Módulo de Young							30,000 ^(x)
Drenado (CBR: 6 y 9)	E	kN/m ²	2.2x10 ⁶ (v)	450,000 ^(v)	260,000 ^(v)	40,000	60,000 ^(x) 90,000 ^(x)

Módulo de Young No Drenado (CBR: 6 y 9)	Eu	kN/m ²	-	-	-	-	33,334 ^(x) 66.667 ^(x) 100.000 ^(x)
Coefficiente de Poisson drenado	V	Adimensional	0.35	0.3	0.3	0.25	0.35 ^(xx)
Coefficiente de Poisson No drenado	Vu	Adimensional	-	-	-	-	0.49
Cohesión (CBR: 6 y ,9)	C	kN/m ²	-	-	-	2	33.34 ^(xxx) 66,67 ^(xxx) 100.00 ^(xxx)
Angulo de Fricción	θ	Grados sexagesimales	-	-	-	40	0
Angulo de Dilatancia	Ψ	Grados sexagesimales	-	-	-	0	0

Fuente: Elaboración propia a través de expediente Técnico y Bibliografía

Los valores de la tabla N° 37 son el resumen de los datos extraídos del expediente técnico así como de la bibliografía para el modelamiento N° 03.

a) MODELAMIENTO DE PAVIMENTO CON CBR = 3 PEDRAPLEN 1.00m NIVEL FREATICO 0.40m

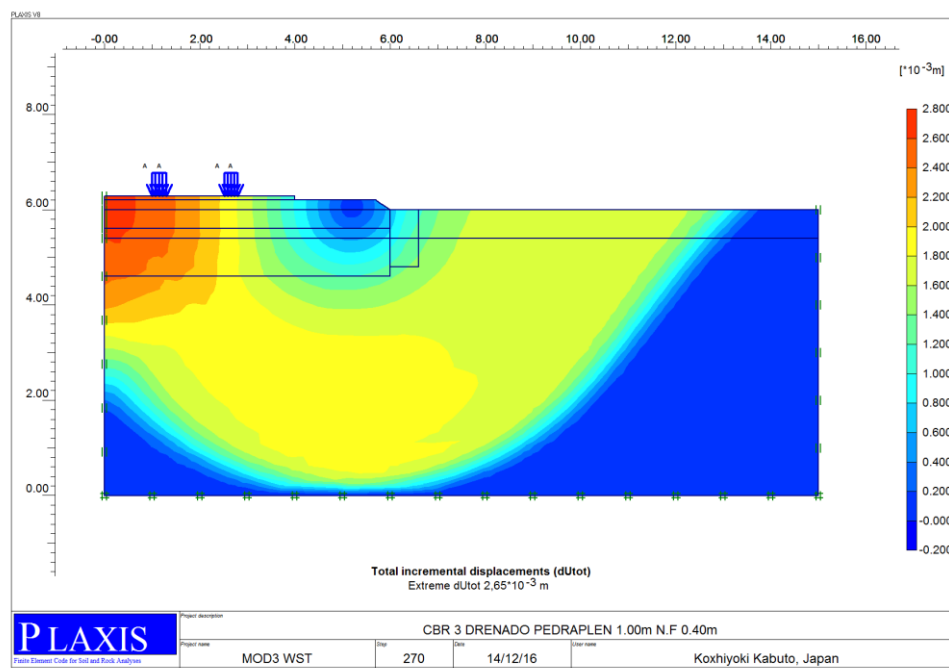
El modelo denominado CBR=3 tiene como principal característica que el suelo blando tiene un valor de CBR = 3% las siguientes características:

TABLA 36. *Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 3*

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento flexible	: 3 pulg.
Espesor de base granular	: 0.20 m
Espesor de sub base granular	: 0.40 m
Espesor de pedraplen	: 1.00 m
Espesor del suelo blando	: 6.00 m
Nivel freático	: 0.60 m
CBR del suelo blando	: 3
Módulo de Young drenado	: 30,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 333,333 kN/m ²
Cohesión C	: 33.34 kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

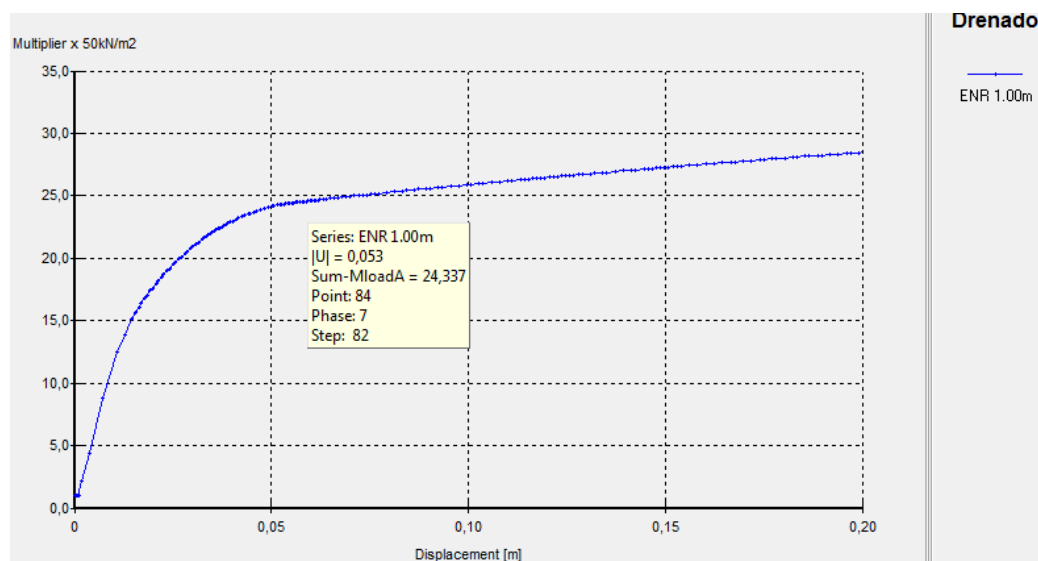
FIGURA 41. Modelo CBR 3 desplazamientos totales para un Pedraplen de 1.00m, suelo blando con CBR = 3 condición de Drenado.



FUENTE: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

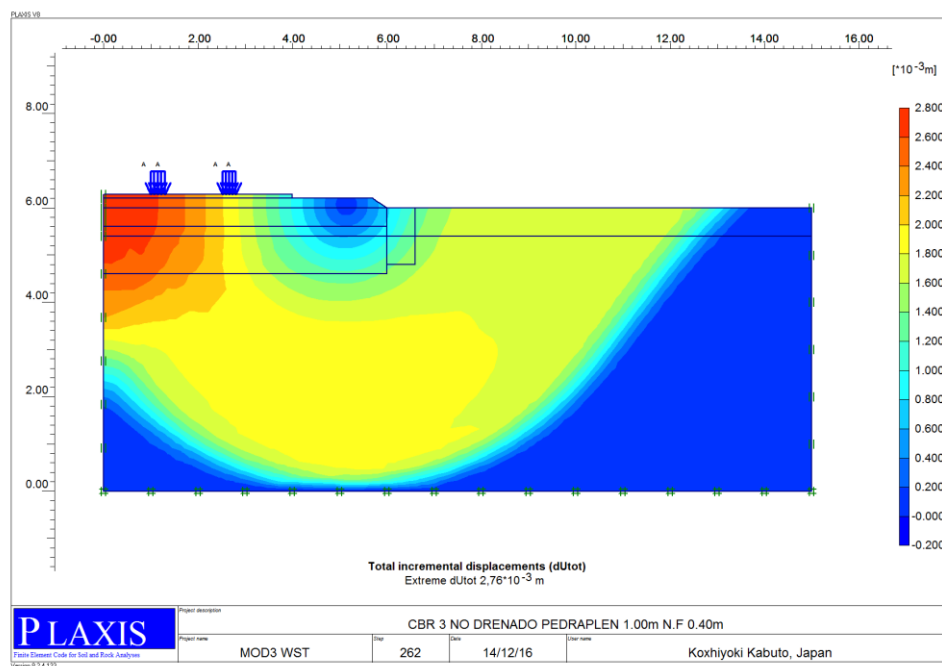
En la figura N° 41 se observa desplazamiento total de 2.65 mm en todo el paquete de la estructura del pavimento, así mismo un desplazamiento de 2.16 mm en la sub rasante.

FIGURA 42. Modelo CBR 3 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo Drenado.



FUENTE: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

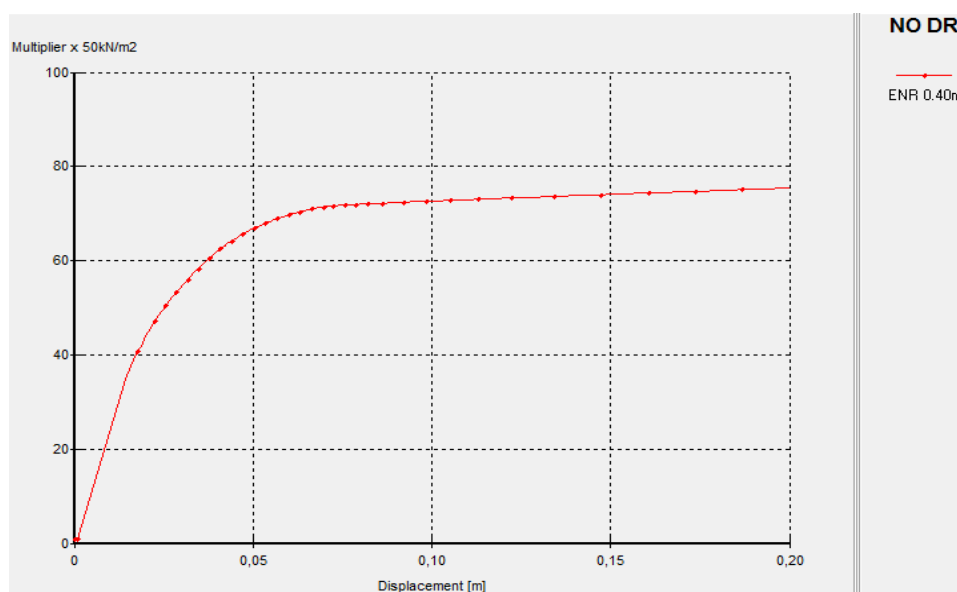
FIGURA 43. Modelo CBR 3 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo No Drenado



FUENTE: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

En la figura N° 43 se tiene un desplazamiento total de 2.76 mm y un desplazamiento en la sub rasante de 2.15mm en condiciones de suelo No drenado

FIGURA 44. Modelo CBR 3 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo No Drenado.



FUENTE: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

TABLA 37. Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 3%

Carpeta = 3" B = 0.20m SB = 0.40m CBR = 3%	Nivel Freático (m)	Atura de Pedraplen (m)	Carga inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (Kn/m ²)
No Drenado	-0.40	1.00	50	552	4.57	2903.60
Drenado	-0.40	1.00	50	552	6.11	2804.45

FUENTE: Elaboración propia

4.3.3 MEDICION DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO “VIA DE EVITAMIENTO TRAMOS LOS FRUTALES – Urb. TUPAC AMARU DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN CUSCO – 2003”

La medida de deflexiones verticales en la superficie del pavimento ejecutado en un tramo de la vía de Evitamiento tramo los frutales de la ciudad del Cusco entre las progresivas 0+00 al Km.01+500 siendo las condiciones del pavimento las siguientes características:

Sub base	: 0.30m
Base	: 0.20m
Carpeta Asfáltica	: 3.0 Pulg.
Altura de Pedraplen	: 0.90m
CBR de Sub Rasante	: 3%

Condiciones de ensayo:

Carga puntual de 80 kN

Área de Contacto: 0.1451m²

Carga Distribuida 552.1 kN/m²

Deflexión característica medida en campo utilizando la viga Benkelman fue de 57.9 E⁻² mm (el cálculo completo se adjunta en el anexo N° 08).

TABLA 38. Resultados del ensayo viga Benkelmam

DEFLEXION CORREGIDA	
PROMEDIO	57.9 E ⁻² mm
Mínimo	100 E ⁻² mm
Máximo	20 E ⁻² mm
Deflexión admisible	71.9E ⁻² mm

Fuente: Ensayo de Viga Benkelman (Anexo N° 08)

4.4 MODELAMIENTO N° 04 MODELAMIENTO DEL PROYECTO "MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. GRAU DESDE LA AV. CENTENARIO HASTA EL INGRESO A LA ZONA DE ZARZUELA PARTE BAJA, ENTRE LOS DISTRITOS DE SANTIAGO Y CUSCO DE LA PROVINCIA DEL CUSCO - 2015".

TABLA 39. Propiedades Físico Mecánicas del modelamiento N° 04

	Símbolo	Unidad	Carpeta Asfáltica	Base granular	Sub Base Granular	Pedraplen	Suelo Blando
Modelo del material			Elástico Lineal	Elástico Lineal	Elástico Lineal	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Tipo del material			No Poroso	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado
Densidad natural	γ_{nat}	kN/m ³	23.40 ^(*)	22.98 ^(**)	22.54 ^(**)	20.40 ^(*)	19.00 ^(**)
Densidad saturada	γ_{sat}	kN/m ³	-	23.78 ^(**)	22.90 ^(**)	22.70 ^(*)	20.17 ^(**)
Coefficiente de permeabilidad Horizontal	Kx	m/dia	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ ^(***)
Vertical	Ky	m/dia	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ ^(***)
Módulo de Young Drenado (CBR: 6 y 9)	E	kN/m ²	2.1x10 ⁶ ^(v)	489,000 ^(v)	382,000 ^(v)	40,000	90,000 ^(x)
Módulo de Young No Drenado (CBR: 6 y 9)	Eu	kN/m ²	-	-	-	-	100.000 ^(x)
Coefficiente de Poisson drenado	V	Adimensional	0.35	0.3	0.3	0.25	0.35 ^(xx)
Coefficiente de Poisson No drenado	Vu	Adimensional	-	-	-	-	0.49
Cohesión (CBR: 6 y ,9)	C	kN/m ²	-	-	-	2	100.00 ^(xxx)
Angulo de Fricción	θ	Grados sexagesimales	-	-	-	40	0
Angulo de Dilatancia	Ψ	Grados sexagesimales	-	-	-	0	0

FUENTE: Elaboración propia a través de expediente Técnico y Bibliografía

4.4.1 MODELAMIENTO DE PAVIMENTO CON SUELO CBR = 9

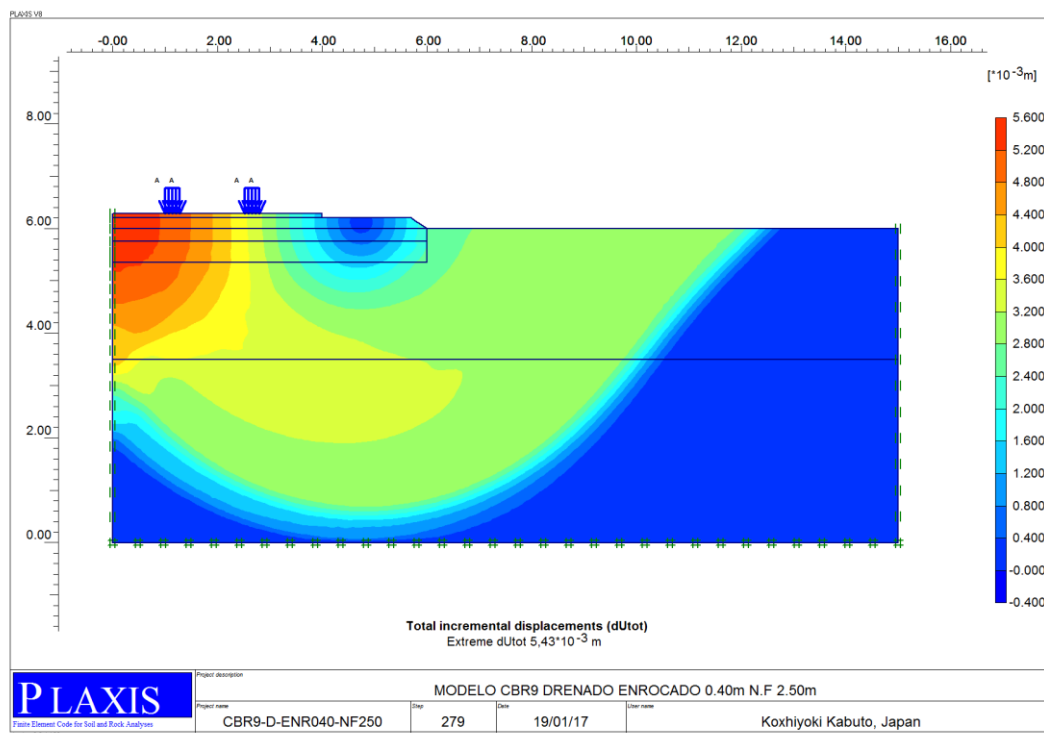
Para este modelamiento con suelo blando CBR = 9 tiene las siguientes características que se detallan en la tabla N° 39 que son extraídos del expediente técnico del proyecto para dicho modelamiento.

TABLA 40. Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 9

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento rígido	: 0.20 m
Espesor de base granular	: 0.20 m
Espesor de sub base granular	: 0.30 m
Espesor de Pedraplen	: 0.40 m
Espesor del suelo blando	: 6.00 m
Nivel freático	: 2.5 m
CBR del suelo blando	: 9
Módulo de Young drenado	: 90,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 100,000 kN/m ²
Cohesión C	: 100 kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

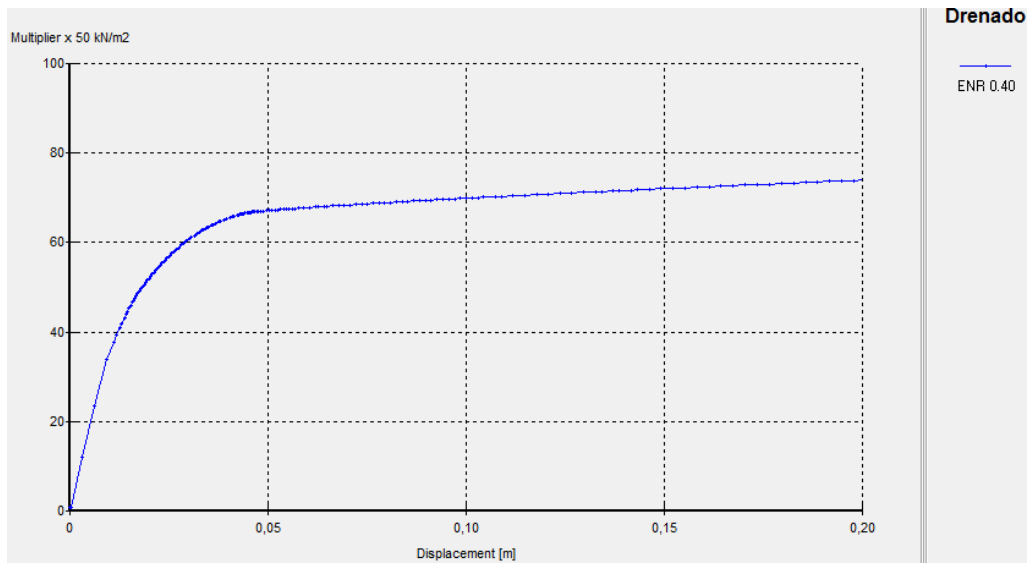
FIGURA 45. Modelo CBR 9 desplazamientos totales para un Pedraplen de 0.40m, suelo blando con CBR = 9 condición de Drenado



FUENTE: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

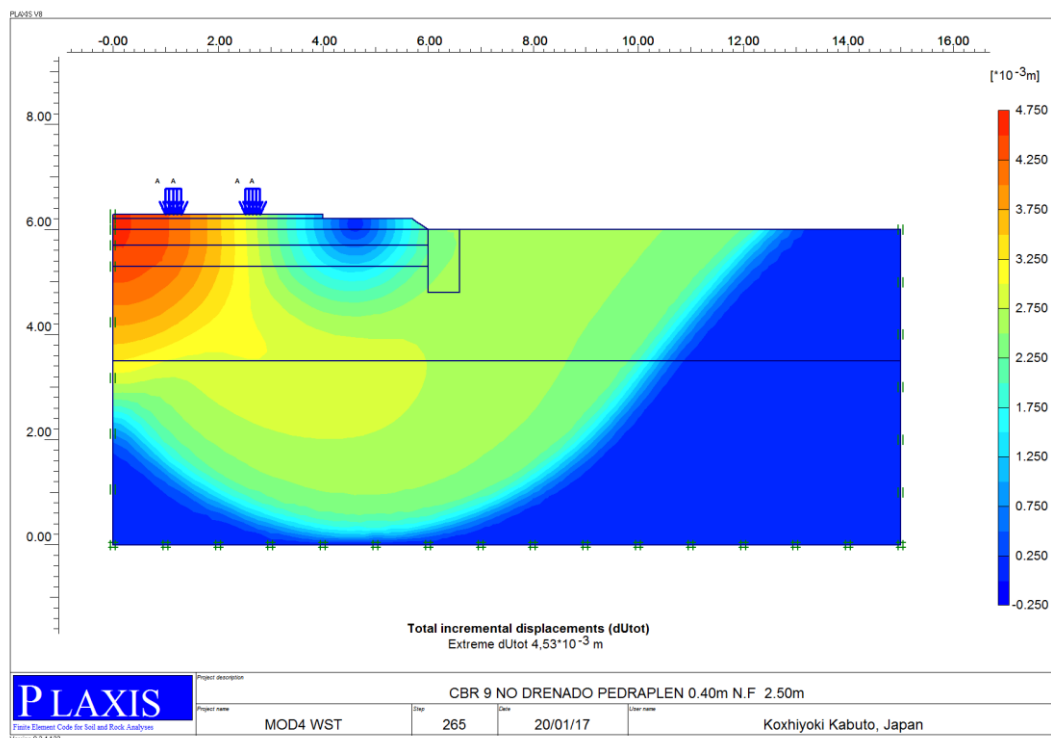
La figura N° 45 nos muestra el cálculo de deformación a través del software Plaxis V8.2 las deformaciones totales de 5.43 mm, y una deformación en la sub rasante de 4.97 mm. En condiciones de suelo drenado.

FIGURA 46. Modelo CBR = 9 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo Drenado



FUENTE: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

FIGURA 47. Modelo CBR = 9 desplazamientos totales para un Pedraplen de 0.40m, suelo blando con CBR = 9 condición de No Drenado

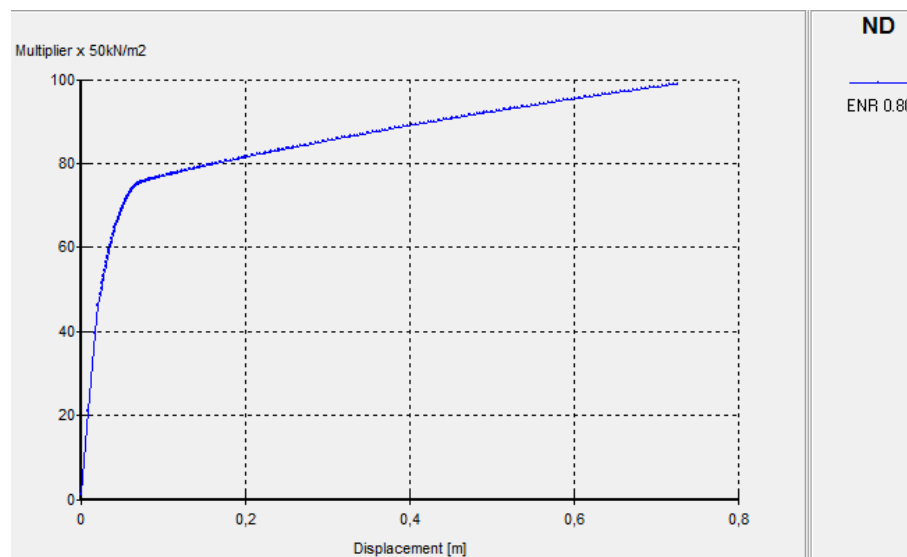


FUENTE: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

La figura N° 47 tenemos el cálculo de deformación a través del software Plaxis V8.2 las deformaciones totales de 4.53 mm, y una deformación en la sub rasante de 4.18 mm. En condiciones de suelo drenado.

Así mismo de la figura 46 diagrama de carga – deformación en condiciones de suelo drenado donde nos muestra la curva característica de deformación cuando se le aplica una carga incremental hasta llegar a la falla en el rango elástico como en el rango plástico.

FIGURA 48. Modelo CBR = 9 Diagrama de Carga – Deformación en Condiciones de suelo No Drenado



FUENTE: Elaboración propia con el apoyo de software Plaxis

TABLA 41. Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 9%

Carpeta =3" B = 0.20m SB = 0.25m CBR = 9%	Nivel Freático (m)	Atura de Pedraplen (m)	Carga inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (Kn/m ²)
No Drenado	-0.40	1.00	50	552	4.46	4267.90
Drenado	-0.40	1.00	50	552	5.47	4178.10

FUENTE: Elaboración propia

La tabla N° 41 es elaborado con los datos de figura N° 47 y 48 donde se tiene la deformación máxima y el esfuerzo límite para cada condición de suelo en la sub rasante.

4.4.2 MEDICION DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO "MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. GRAU DESDE LA AV. CENTENARIO HASTA EL INGRESO A LA ZONA DE ZARZUELA PARTE BAJA, ENTRE LOS DISTRITOS DE SANTIAGO Y CUSCO DE LA PROVINCIA DEL CUSCO".

La medida de deflexiones verticales en la superficie del pavimento ejecutado en un tramo de la Av. Grau entre las progresivas 000+490 - 000+300 siendo las condiciones del pavimento las siguientes características:

Sub base	: 0.30m
Base	: 0.20m
Espesor del Pavimento	: 0.20 m.
Altura de Pedraplen	: 0.90m
CBR de Sub Rasante	: 3%

Condiciones de ensayo:

Ensayo en condiciones de No drenado

Carga puntual de 80 kN

Área de Contacto: 0.2898m²

Carga Distribuida 552 kN/m²

Deflexión característica medida en campo utilizando la viga Benkelman fue de 47.20 cm (el cálculo completo se adjunta en el anexo N° 09).

TABLA 42. Resultados del ensayo viga Benkelman

DEFLEXION CORREGIDA	
PROMEDIO	47.20 cm
Mínimo	40 cm
Máximo	60 cm
Deflexión admisible	68 (0.01mm)

Fuente: Ensayo de Viga Benkelman (Anexo N° 09)

Los datos de la tabla N° 42 son resultados del ensayo viga Benkelman, los valores están dentro lo permitido.

4.5 MODELAMIENTO N° 05: MODELAMIENTO DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. TÚPAC AMARU ENTRE EL JR. MATEO PUMACAHUA Y EL BYPASS DE LA PROLONG. AV. TUPAC AMARU EN EL DISTRITO DE WANCHAQ – CUSCO -2015.

Según el expediente técnico de este proyecto se han identificado niveles freáticos de - 0.65m, -1.40m y 1.80m en los Kilómetros Km 1+160 Frente a Divandro, Km 0+880 Esquina Espinar y Km 0+740 Esquina Paruro y CBR 6 Por lo que se ha diseñado hasta tres modelamientos con diferentes niveles freáticos

TABLA 43. Propiedades Físico Mecánicas del modelamiento N° 05

	Símbolo	Unidad	Carpeta Asfáltica	Base granular	Sub Base Granular	Pedraplen	Suelo Blando
Modelo del material			Elástico Lineal	Elástico Lineal	Elástico Lineal	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Tipo del material			No Poroso	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado	Drenado y No drenado
Densidad natural	γ_{nat}	kN/m ³	23.40 ^(*)	22.91 ^(**)	22.31 ^(**)	20.40 ^(*)	19.00 ^(**)
Densidad saturada	γ_{sat}	kN/m ³	-	23.89 ^(**)	22.94 ^(**)	22.70 ^(*)	22.92 ^(**)
Coefficiente de permeabilidad Horizontal	Kx	m/día	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ ^(***)
Vertical	Ky	m/día	-	1.00 ^(***)	0.10	1.00	1.0x10 ⁵ ^(***)
Módulo de Young Drenado (CBR: 6 y 9)	E	kN/m ²	2.1x10 ⁶ ^(v)	410,000 ^(v)	260,000 ^(v)	40,000	60,000 ^(x)
Módulo de Young No Drenado (CBR: 6 y 9)	Eu	kN/m ²	-	-	-	-	66,667 ^(x)
Coefficiente de Poisson drenado	V	Adimensional	0.35	0.3	0.3	0.25	0.35 ^(xx)
Coefficiente de Poisson No drenado	Vu	Adimensional	-	-	-	-	0.49
Cohesión (CBR: 6 y ,9)	C	kN/m ²	-	-	-	2	66.67 ^(xxx)
Angulo de Fricción	θ	Grados sexagesimales	-	-	-	40	0
Angulo de Dilatancia	Ψ	Grados sexagesimales	-	-	-	0	0

FUENTE: Elaboración propia a través de expediente Técnico y Bibliografía

Los datos de la tabla N° 43 son extraídos del expediente técnico del proyecto de la Av. Túpac Amaru para el modelamiento N° 05

a) **MODELAMIENTO CON SUELO CBR = 6 NIVEL FREÁTICO = 0.65m**

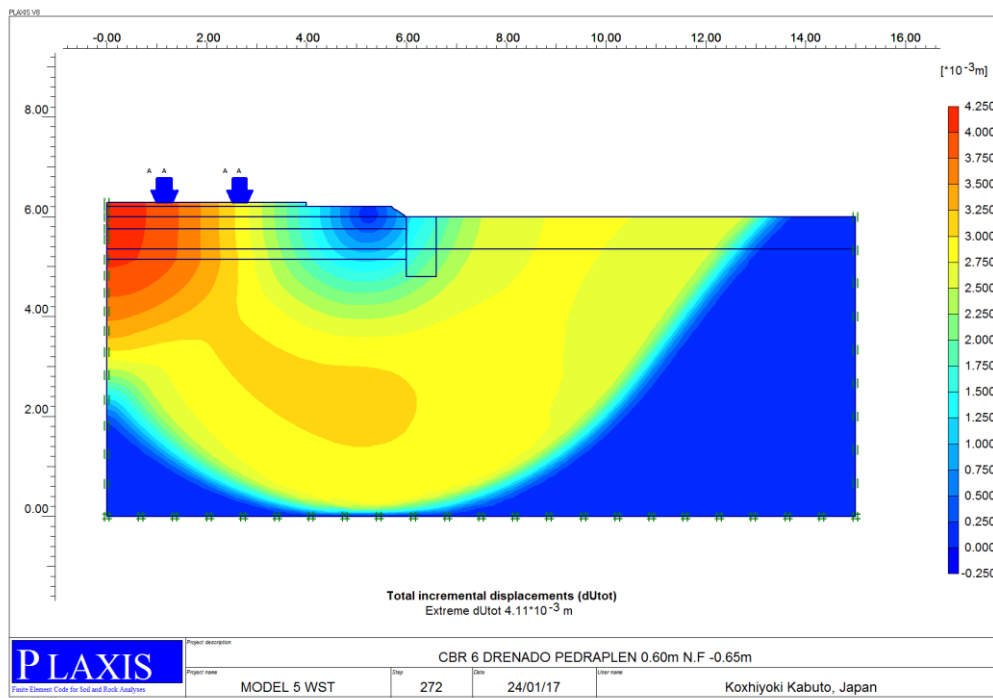
El modelo denominado CBR 6 tiene como principal característica que el suelo blando tiene un valor de CBR = 6% las siguientes características:

TABLA 44. *Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6*

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento rígido	: 0.20 m.
Espesor de base granular	: 0.20 m
Espesor de sub base granular	: 0.25 m
Espesor de Pedraplen	: 0.60 m
Espesor del suelo blando	: 6.00 m
Nivel freático	: -0.65m
CBR del suelo blando	: 6
Módulo de Young drenado	: 60,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 66,666 kN/m ²
Cohesión C	: 66.67 kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

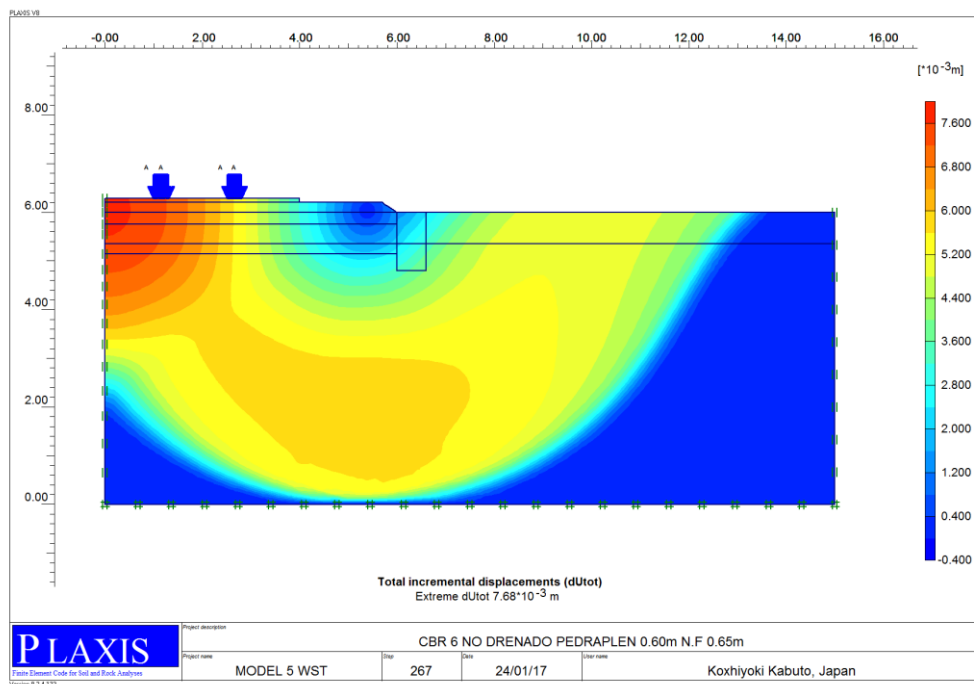
FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

FIGURA 49. *Modelamiento CBR 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -0.65m condición de suelo drenado*



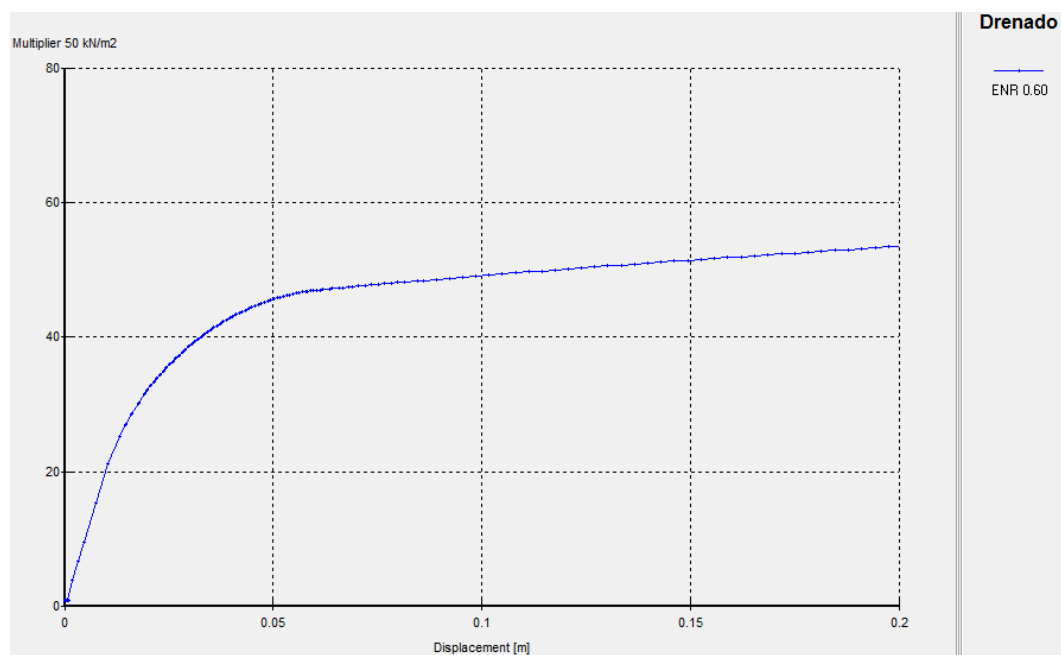
FUENTE: Elaboración propia a través del software Plaxis

FIGURA 50. Modelamiento CBR 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -0.65m condición de No suelo drenado



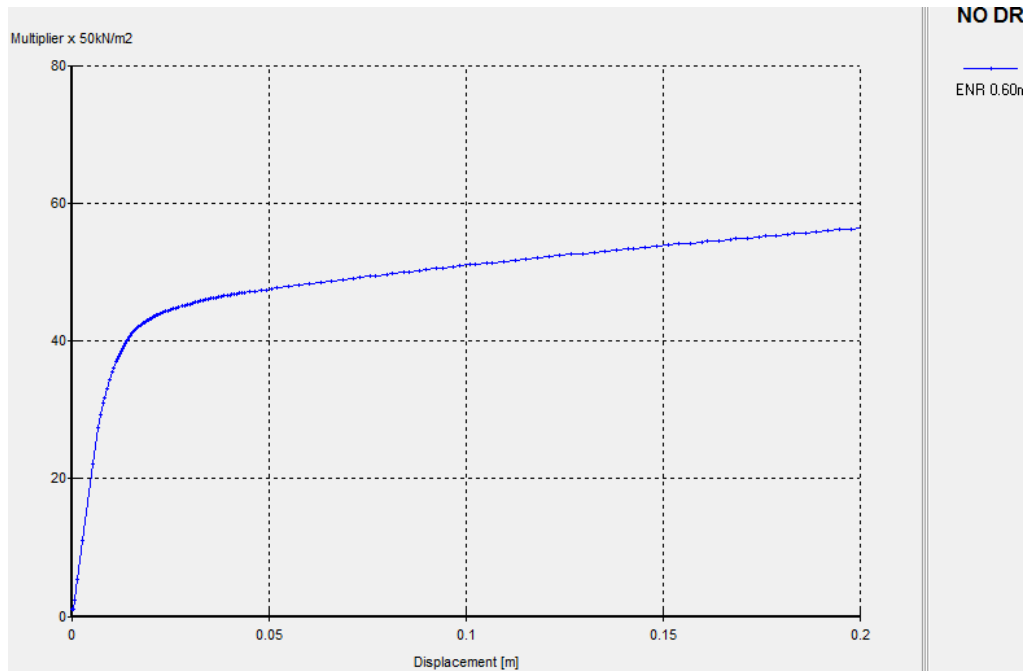
FUENTE: Elaboración propia a través del software Plaxis

FIGURA 51. Modelamiento CBR = 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -0.65m condición de suelo No drenado



FUENTE: Elaboración propia a través del software Plaxis

FIGURA 52. Modelamiento CBR = 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -0.65m condición de suelo drenado



FUENTE: Elaboración propia a través del software Plaxis

TABLA 45. Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 6%

Concreto = 0.20m B = 0.20m SB = 0.25m CBR = 6%	Nivel Freático (m)	Atura de Pedraplen (m)	Carga inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (Kn/m ²)
No Drenado	-0.65	0.60	50	552	3.86	3452.56
Drenado	-0.65	0.60	50	552	3.95	3429.01

FUENTE: Elaboración propia

La tabla N° 45 se ha construido con las figuras N° 49 y 51 para calcular la deformación máxima y el esfuerzo límite en condiciones de suelo No Drenado, y las figuras N° 50 y 52 para condiciones de suelo Drenado para el cálculo de deformación máxima y el esfuerzo límite.

b) MODELAMIENTO CON CBR = 6 NIVEL FREÁTICO = 1.40m

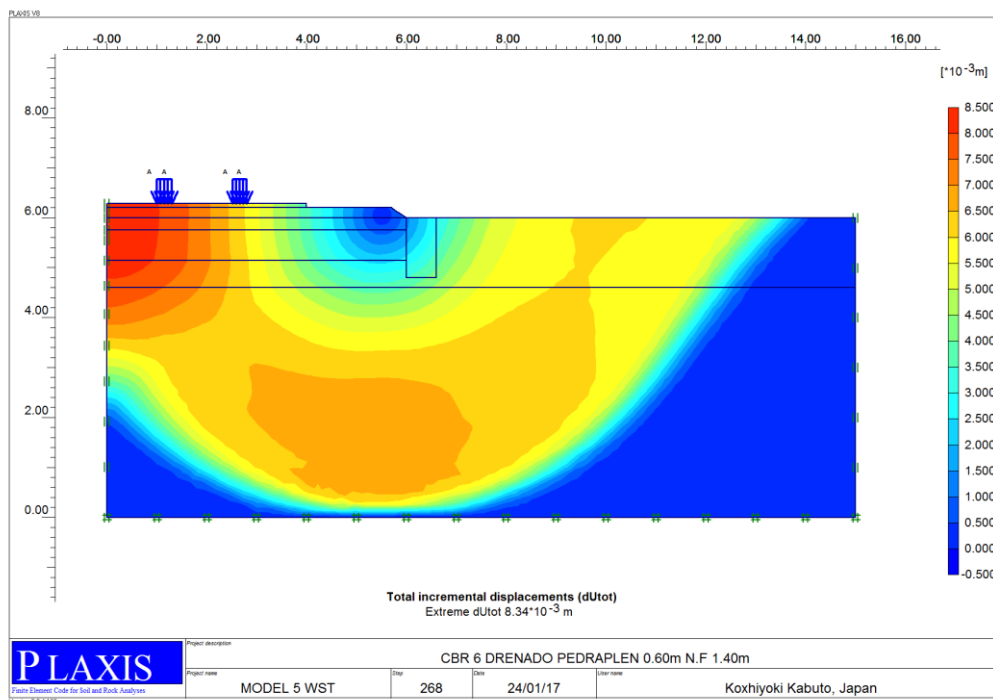
El modelo denominado CBR 6 tiene como principal característica que el suelo blando tiene un valor de CBR = 6% las siguientes características:

TABLA 46. Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento rígido	: 0.20 m.
Espesor de base granular	: 0.20 m
Espesor de sub base granular	: 0.25 m
Espesor de pedraplen	: 0.60 m
Espesor del suelo blando	: 6.00 m
Nivel freático	: -1.40 m
CBR del suelo blando	: 6
Módulo de Young drenado	: 60,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 66,666 kN/m ²
Cohesión C	: 66.67 kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

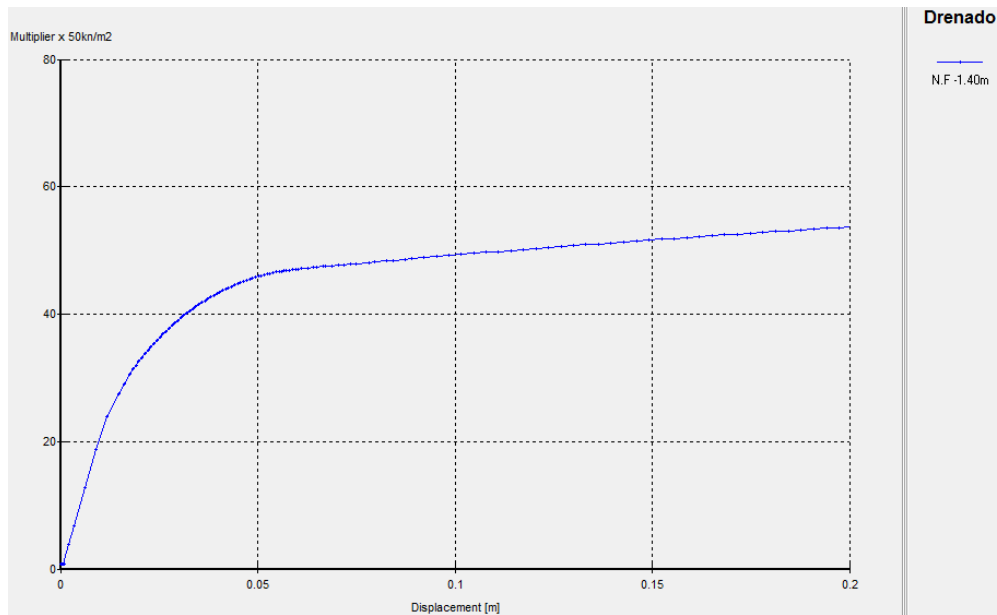
FIGURA 53. Modelamiento CBR 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -1.40m condición de No suelo drenado



FUENTE: Elaboración propia a través del software Plaxis

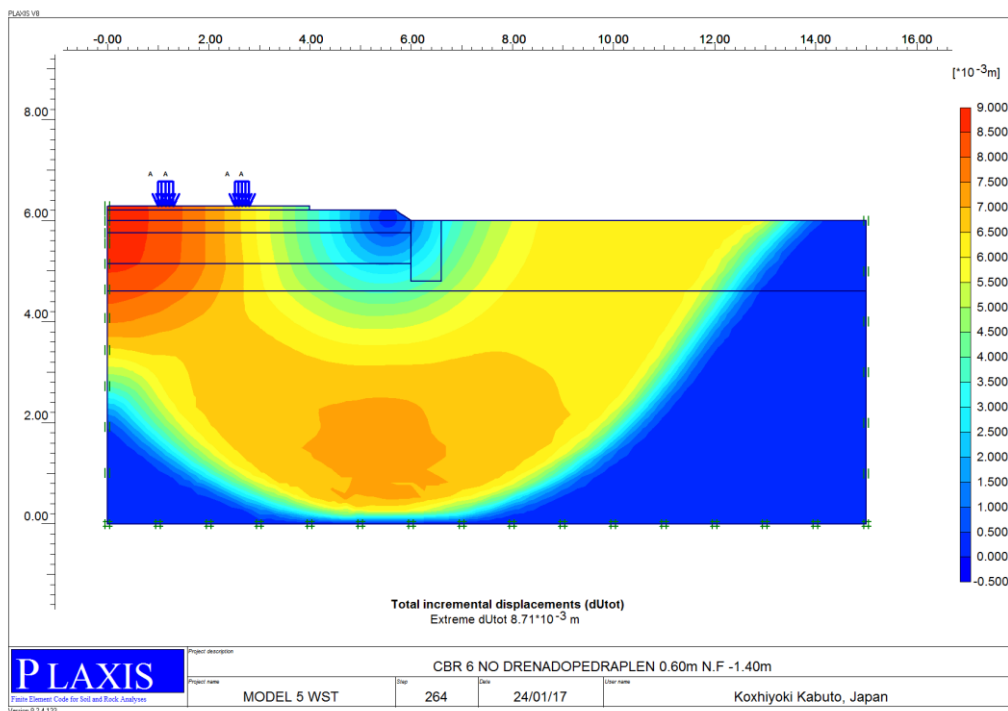
La figura N° 53 nos muestra la deformación total en conjunto del paquete estructural de 8.34 mm, y un desplazamiento de 6.47 mm en la sub rasante de pavimento.

FIGURA 54. Modelamiento CBR = 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -1.40m condición de suelo drenado



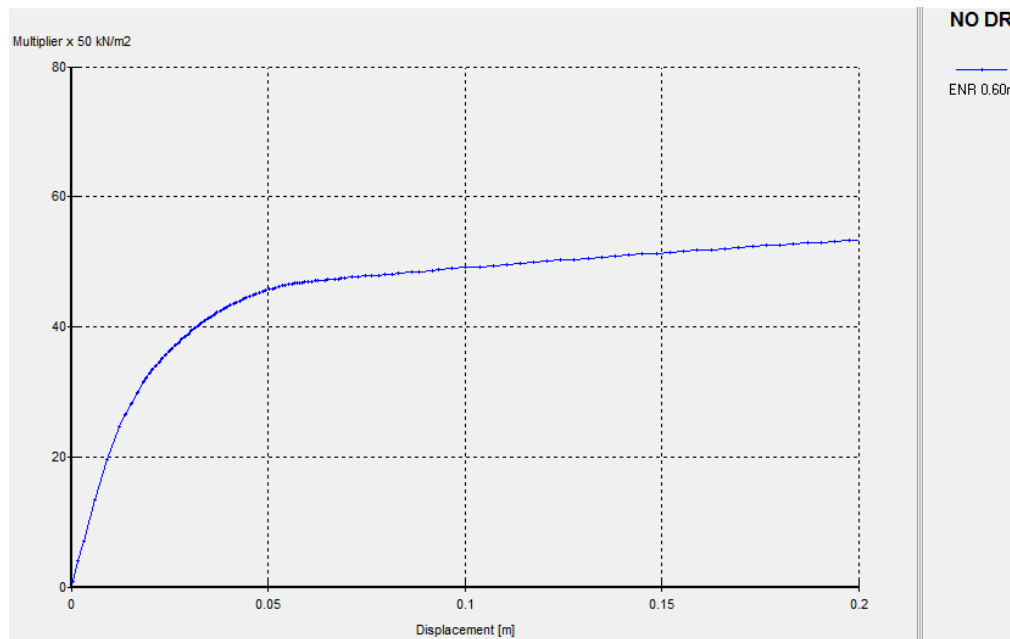
FUENTE: Elaboración propia a través del software Plaxis

FIGURA 55. Modelamiento CBR 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -1.40m condición de No suelo No drenado



FUENTE: Elaboración propia a través del software Plaxis

FIGURA 56. Modelamiento CBR = 6 desplazamientos totales para pedraplen de 0.60m Nivel Freático -1.40m condición de suelo drenado



FUENTE: Elaboración propia a través del software Plaxis

TABLA 47. Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 6%

Concreto = 0.20m B = 0.20m SB = 0.25m CBR = 9%	Nivel Freático (m)	Atura de Pedraplen (m)	Carga inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (Kn/m ²)
No Drenado	-1.40	0.60	50	552	3.21	3219.20
Drenado	-1.40	0.60	50	552	3.04	3221.54

FUENTE: Elaboración propia

Los datos de la tabla N° 47 se fueron elaborados con los datos de la figura N° 53 al 56 para la deformación Máxima y esfuerzo límite para condición de suelo drenado y no drenado en el rango Elástico lineal.

c) MODELAMIENTO CON CBR = 6 NIVEL FREATICO = -1.80m

El modelo denominado CBR 6 tiene como principal característica que el suelo blando tiene un valor de CBR = 6% las siguientes características:

TABLA 48. *Parámetros para el modelamiento del suelo con CBR = 6*

PROPIEDADES	VALORES
Espesor del pavimento rígido	: 0.20 m.
Espesor de base granular	: 0.20 m
Espesor de sub base granular	: 0.25 m
Espesor de Pedraplen	: 0.60 m
Espesor del suelo blando	: 6.00 m
Nivel freático	: -1.80 m
CBR del suelo blando	: 6
Módulo de Young drenado	: 60,000 kN/m ²
Módulo de Young No drenado	: 66,666 kN/m ²
Cohesión C	: 66.67 kN/m ²
Carga vehicular eje tándem con llanta dual	: 552.1kN/m ²
Carga Vehicular Inicial	: 50 kN/m ²

FUENTE: Elaboración propia a través del expediente técnico

TABLA 49. *Deformación máxima y esfuerzo límite en el rango elástico del modelamiento del suelo con CBR = 6%*

Concreto=0.20m B = 0.20m SB = 0.25m CBR = 6%	Nivel Freático (m)	Atura de Pedraplen (m)	Carga inicial (kN/m ²)	Esfuerzo Max. (kN/m ²)	Deformación Max. (mm)	Esfuerzo Limite (Kn/m ²)
No Drenado	-1.80	0.60	50	552	3.43	3543.01
Drenado	-1.80	0.60	50	552	3.54	3560.21

FUENTE: Elaboración propia

4.5.1 MEDICION DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. TÚPAC AMARU ENTRE EL JR. MATEO PUMACAHUA Y EL BYPASS DE LA PROLONG. AV. TUPAC AMARU EN EL DISTRITO DE WANCHAQ, CUSCO - 2015.

La medida de deflexiones verticales en la superficie del pavimento ejecutado en un tramo de la Av. Grau entre las progresivas 000+490 - 000+300 siendo las condiciones del pavimento las siguientes características:

Sub base	: 0.25 m
Base	: 0.20 m
Espesor del Pavimento	: 0.20 m.
Altura de Pedraplen	: 0.60 m
CBR de Sub Rasante	: 6%

Condiciones de ensayo:

Ensayo en condiciones de No drenado

Carga puntual de 80 kN

Área de Contacto: 0.2898m²

Carga Distribuida 552 kN/m²

Deflexión característica medida en campo utilizando la viga Benkelman fue de 60.40 E⁻² mm (el cálculo completo se adjunta en el anexo N° 10).

TABLA 50. Resultados del ensayo viga Benkelmam

DEFLEXION CORREGIDA	
PROMEDIO	60.40 E ⁻² mm
Mínimo	48 E ⁻² mm
Máximo	68 E ⁻² mm
Deflexión admisible	80 (0.01 mm)

Fuente: Ensayo de Viga Benkelman (Anexo N° 10)

4.6 RESUMEN DE LOS DEFORMACIONES TOTALES DE LOS 5 MODELAMIENTOS

TABLA 51. Resultados del modelamiento promedio de los 5 proyectos

MODELAMIENTOS DE LOS PROYECTOS	DEFORMACION MAXIMA (mm)
MODELAMIENTO N° 01	1.44
MODELAMIENTO N° 02	4.9
MODELAMIENTO N° 03	5.34
MODELAMIENTO N° 04	5.19
MODELAMIENTO N° 05	3.9

FUENTE: Elaboración propia

Del cuadro N° 51. Se puede apreciar que la condición del suelo tiene un papel muy importante, el modelamiento N° 03 que corresponde a suelo con CBR 3% tiene una alta deformación en comparación a los otros.

Tomando en cuenta que las condiciones más críticas se dan para un suelo blando con CBR=3, se modeló para diferentes condiciones que pudieran mejorar su capacidad para soportar esfuerzos cortantes, como una primera alternativa comparar el comportamiento de la estructura de pavimento de las vías con CBR = 3 y con incremento de capas de pedraplen en todos los proyectos, tomando en consideración que una de las características de los suelos blandos es el estado saturado y gran contenido de humedad y se alternó el análisis en condición de suelo drenado y No drenado y con niveles freáticos variables.

El presente estudio se ha determinado los parámetros necesarios y la geometría del modelo para a aplicación de elementos finitos en el cálculo de las deformaciones en Pavimentos de la siguiente manera:

Para los parámetros de sobrecarga de tráfico se ha utilizado Reglamento Nacional de Vehículos D.S.N°034-2001-MTC para cargas máximas admisibles y la Norma Norma técnica MTC E 1002-2000 medida de la deflexión y determinación del radio de curvatura de un pavimento flexible empleando la viga Benkelman. Así mismo se ha diseñado la geometría del modelo para cada uno de los modelamientos de acuerdo a lo planteado en los expedientes técnicos de los proyectos.

Un parámetro importante para el diseño y la verificación del comportamiento estructural de un pavimento, es la cuantificación de los desplazamientos totales, esperados en la superficie de rodadura, así como en la sub rasante la misma que tiene relación directa con la deformabilidad y capacidad de soporte del pavimento en su conjunto.

Para pavimentos cimentados sobre suelos blandos las deflexiones máximas admisibles, a nivel de sub rasante, bajo un eje de 130kN, y transito menor a 500,000 vehículos según la tabla N° 14 Es:

Para CBR menor a 5% deflexión máxima admisible 5.00mm

Para CBR entre 5 y 10%, deflexión máxima admisible 4.0 mm

Por la tanto los la mayoría de los modelamientos estan por encima de lo máximo permisible, pero también algunos modelamientos están por debajo del límite permitido según esta tabla N° 14

CONCLUSIONES

Con el apoyo de una herramienta de modelamiento matemático, método de elementos finitos basado en software de modelamiento (Plaxis V8.2), ha sido posible integrar aspectos teóricos para proponer una solución numérica al modelo físico de un pavimento flexible y rígido cimentado en suelo blando y mejorando con capas de Pedraplen, para hacer comparaciones de la deflexión entre en método antes mencionado con el ensayo de deflexión de Viga Benkelman.

- 1). En el presente documento se ha realizado un modelamiento con espesores diferentes de Pedraplen obteniéndose diferentes valores de deformación lo cual hace deducir que el procedimiento que normalmente se utiliza en obra, que no es digamos un procedimiento calculado puede ser reemplazado con métodos numéricos como es el Plaxis. Cuando se conoce los espesores de la estructura del pavimento.

Ante esto se propone modelamientos con el programa plaxis que permite determinar la deformación de tal manera que se establezca un nivel de profundidad de pedraplen a la cual justamente se tenga ya deformaciones permisibles, por lo tanto se está aportando una forma de calcular el espesor del pedraplen y no estar botando el material de suelo blando, para ello se ha utilizado los datos de los expedientes técnicos y se ha comparado los resultados de estos Pedraplenes de diferentes espesores y se ha comparado con los resultados de la viga Benkelman.

- 2). Las diferencias cuantitativas en entre los resultados de los métodos de cálculo de los asentamientos para pavimentos cimentados sobre suelos y las deflexiones máximas admisibles, a nivel de sub rasante, bajo una carga de 18000 lb en un eje dual simple y un tránsito menor a 500,000 vehículos se tiene la siguiente comparación de deflexiones entre ambos métodos de cálculo con la siguiente conclusión que no existe una relación entre la deformación producida por viga benkelman y la obtenida por el método de modelamiento por elementos finitos utilizando el software plaxis, que a continuación se presenta en el siguiente Cuadro:

Modelamientos	Deformación Max (mm)	Deformación Max (1/100mm)
Modelamiento N° 01	1.44	53.4
Modelamiento N° 02	4.90	61.0
Modelamiento N° 03	5.34	57.9
Modelamiento N° 04	5.19	47.2
Modelamiento N° 05	3.90	60.4

Este cuadro es el resumen de los desplazamientos promedio de cada modelamiento y se puede decir que no guarda relación entre un método numérico apoyado en un software (Plaxis v8.2) y un ensayo físico. Es el caso del modelamiento N° 01 que está sustentado con la participaron varios factores como, se podría decir el parámetro fundamental es el CBR del suelo de la sub rasante y el nivel freático que fue de -1.80m medidos desde la nivel natural del terreno. Obteniéndose una deformación menor frente a otros modelamientos porque el nivel freático se encuentra a una profundidad mayor que los demás modelamientos

El modelamiento N° 03 se podría decir que tiene mayor deformación debido a que el suelo de fundación tenía un CBR = 3% suelo totalmente con altos índices de deformación no apto para sub rasante y un nivel freático de 0.70 m

Un aspecto muy importantes que a tomar en cuenta y que causa la divergencia de valores podría ser que para la obtención de módulo de elasticidad y otras propiedades del pedraplen se ha proseguido procedimientos netamente bibliográficos o teóricos, mientras que los valores reales en campo obedecen a procedimientos no estandarizados, procedimientos en los cuales a veces se utiliza para hacer Pedraplen con piedras de 5 a 6 pulgadas a veces de 10 a 12 pulgadas a veces se pone cascajo o hasta bloques de concreto porque no existe un procedimiento estandarizado.

- 3). El incremento del espesor de las capas de Pedraplen mejora de alguna manera la capacidad de carga de la estructura del pavimento en conjunto, según los expedientes técnicos se observa que las sub rasantes con mayores problemas fueron planteados como alternativa de solución mayores espesores de capas de pedraplen y esto se ve claramente en los desplazamientos.

4). El modelamiento por el programa Plaxis arroja valores perfectamente proporcionales dado que es una herramienta técnica variable, en cambio las deformaciones con viga benkelman dependen mucho de la buena utilización del operario en conjunto. la obtención de valores y relaciones totalmente diferentes hace entender que los procedimientos utilizados con la viga benkelman no son fiables, se puede concluir que existen deficiencias en la medición de deflexiones con la viga benkelman esto puede ser por mal procesamiento de datos, manejo del operador tanto del conductor del camión como del Viga Benkelman. Es así se puede apreciar en el anexo N° 06 en el ensayo de viga Benkelman en la progresiva 0 + 865 no se tiene la medición de deflexión pero sin embargo se usa para sacar un promedio se tomó en cuenta, esto hace que ocurra un error en los resultados.

RECOMENDACIONES

La presente investigación es un estudio comparativo de dos métodos diferentes sin embargo se plantea las siguientes recomendaciones para los estudiantes y profesionales que quisieran realizar este tipo de investigaciones:

- En el proceso constructivo de una obra vial la recomendación ante la presencia de suelos blandos es su eliminación total o parcial, el procedimiento constructivo normalmente utilizado en las obras viales del Cusco y particularmente en las obras analizadas en los expedientes técnicos de referencia indican que se ha reemplazado el material suave por capas de Pedraplen de espesor variable identificadas en campo, es así que no existe un procedimiento metodológicamente calculado o un procedimiento con un sustento de cálculo que explique la altura del pedraplen realmente necesario.
- Se recomienda en aras al respeto a la Ingeniería las buenas prácticas profesionales y que se establezcan un procedimiento estandarizado para la construcción de los pedraplenes. En el cálculo de pavimentos se debe proponer en los expedientes técnicos una altura de Pedraplen que sea compatible con la máxima deformación permitida y no de esa manera llegar a las prácticas tradicionales de hacer Pedraplen de diferentes profundidades y espesores sin ningún control técnico.
- Se recomienda para el cálculo de diferencias cuantitativas de cálculo de deformaciones entre un método numérico y un ensayo físico conocer ampliamente y tener suficiente base teórica para poder interpretar la entrada y salida de datos en un software que puede estar en idioma diferente a la de nuestro País. Así mismo se debe tener más información acerca de las propiedades mecánicas de las rocas, ya que el presente estudio se trabajó con información bibliográfica para este tipo de material (Pedraplen), debido a que no se ha encontrado datos en los expedientes técnicos
- Recomendación se debe exigir en los expedientes técnicos la inclusión obligatoria y que se muestre de manera obligatoria todos los parámetros necesarios para el cálculo de deformaciones mediante métodos numéricos o teóricos de esta manera se puede hacer una contrastación.

BIBLIOGRAFÍA

1. AEPO INGENIEROS Y CONSULTORES S.A (2000). Cálculo de daños producidos por los vehículos pesados en firmes de carreteras.
2. ASPHALT INSTITUTE, (1997). Soils Manual for the Design of Asphalt Pavement Structures MS-10, Editorial Asphalt Institute
3. BOWLES JOSEPH E. (1982). Propiedades Geofísicas de los Suelos, Bogotá Editorial Mc Graw Hill.
4. BRINKGREVE R.B.J Y OTROS (2004). Plaxis V8 Manual de Referencia.
5. BROWN R. LAWTON E. (2004). Manual Práctico de la Ingeniería de Fundación. Editorial McGraw Hill.
6. BUREAU OF RECLAMATION. (1976). Diseño de presas pequeñas, México Editorial Compañía editorial Continental.
7. CAMARGO GARCÍA, CAROLINA ANDREA, ALBA LUCIA GONZÁLEZ ESCAMILLA. (2011). Modelamiento de problemas de Estructuras de contención lateral mediante programa de Elementos Finitos. Tesis Universidad Industrial de Santander.
8. COMITÉ ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. (1998. Materiales de roca para presas de escollera, síntesis y recomendaciones. Monografías N° 24 editorial colegio de ingenieros de caminos canales y puertos.
9. CRESPO VILLALAZ (2004). Mecánica de Suelos y Cimentaciones , Editorial Limusa,
10. GARCIA VALACARCE, A. et al. (2003). Manual de Edificaciones y Mecánica de los Terrenos y Cimientos, Editorial Cie-Dossat 2000.
11. GARCIA VALCARCE, (2003). Antonio y Otros, Manual de edificación. Mecánica de Terrenos y Cimientos. Editorial CIE DOSSAT
12. GOMES José Francisco, MORENO Javier. (2003). Primera Jornada, Métodos Numéricos de aplicación en los problemas geotécnicos. Seminario de métodos numéricos: Madrid Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
13. GONZALES DE VALLEJO LUIS, et al. (2002). Ingeniería Geológica Madrid. Editorial Prentice Hall..
14. GONZALO DUQUE ESCOBAR. (2002). Mecánica de Suelos Manizales

15. HADDAD BOUCHRA. (2007). Modelización Numérica mediante elementos Finitos. Madrid, Universidad de Complutense.
16. HUANG YANG H. (2004). Paviment Analysis and Design. New Jersey. Editorial Printice Hall.
17. JUAREZ BADILLO; ALFONSO RICO RODRIGUEZ, (2001). Mecánica de Suelos tomo I, Edit. Limusa,.
18. KEMPFERT H.G, GEBRESELASSIE B. (2006). Excavations and Foundations in soft Soild. Editorial Springer Berlin.
19. MARSAL RAUL, RESENDIZ NUÑEZ DANIEL. (1983). Presas de tierra y enrocamiento Mexico. Editorial Limusa.
20. MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES. (2000). Manual de ensayo de materiales (EM 2000) Análisis Granulométrico por medio del hidrómetro MTE E-109 – 2000
21. MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (2013). Manual de carreteras EG-2013
22. LAMBE, T. WILLIAM, WITMAN, ROBERT V. (2004). Mecánica de Suelos. Editorial Limusa. México
23. NIETO LEAL NIETO. (2009). Resistencia al corte de Discontinuidades con diferentes grados de rugosidad. Ciencia e Ingeniería Neogranadina. Colombia.
24. TUPAYACHI MARMANILLO, CARLOS. (2009). Comportamiento y diseño de enrocados apoyados en suelos blandos para obras viales - Estudio Analítico. UNSAAC – Cusco.
25. ORTIZ BERROCAL LUIS. (2002). Elasticidad, Madrid, Editorial McGraw Hill.
26. PILLCO BEJAR FREDY. (2009). Calculo de Deformación plástica admisible en subrasantes para el diseño racional de pavimentos de bajo tránsito en la región Cusco.
27. PETER L. BERRY DAVID REID. (1993). Mecánica de Suelos edit. Santafé de Bogotá: Mcgraw-Hill,.
28. PLAXIS BV. (2014). Material Model.
29. REYES LIZCANO. (2005). Fredy A. Diseño Racional de Pavimentos, Bogotá Editorial CEJA .
30. RICO RODRIGUEZ Alfonso, DEL CASTILLO Hemilo. (2011). La Ingeniería de suelos en las vías terrestres, carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. México Ed. Limusa
31. RONDON. Hugo, REYES Fredy. (2008). Comportamiento de Materiales Granulares en Pavimentos Flexibles. Bogotá Editorial Kimpres Ltda.

32. SIMIC SUREDA, D. (2003). Guía de Cimentaciones en obras de carretera. Ministerio de fomento España.
33. PILLCO BJEJAR FREDY. (2011). Calculo de deformación Plástica Admisible en subrasantes para el diseño racional de pavimentos de bajo tránsito en la región del Cusco.
34. WATERMAN Dennis. (2007). FiniteElements in Geotechnical Engineering, Curso Internacional de Geomecanica Computacional, Pontificia Universidad Javariana. Bogotá
35. ZAMORA BEYK, JUAN PABLO. (2014). Optimización de Tratamientos de Suelos Blandos bajo Terraplenes. Tesis de pregrado Ing. Civil PUC PERU

ANEXOS

ANEXO 01



**INGEOTECNIA
INGEOLAB**
Geociencias Aplicadas

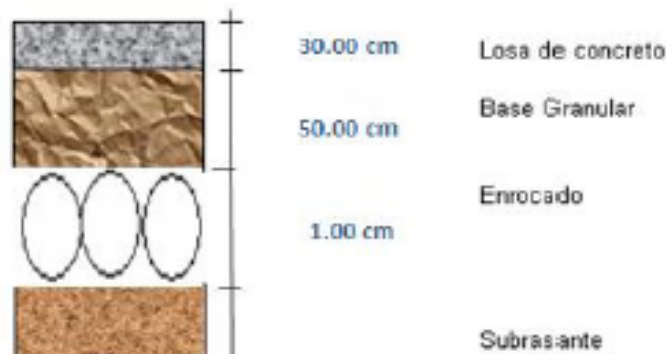
Estudio Geotécnico con Fines de Pavimentación:
"MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LA VIA VEHICULAR Y PEATONAL DE LA
PROLONGACION VIA EXPRESA ENTRE SECTOR MISKAPAMPA Y APV: WASHINGTON
VERA Y PAMPACHACRA DEL DISTRITO DE SAN JERONIMO"

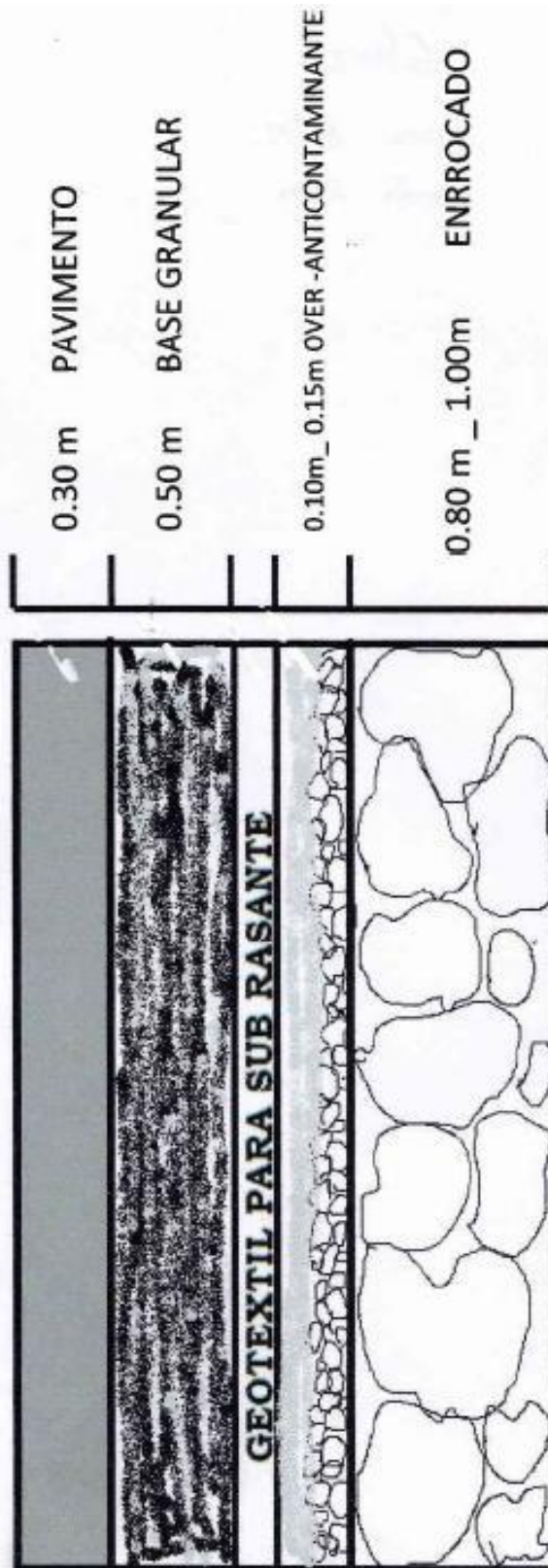
CLASIFICACION FUNCIONAL	URBANO	RURAL
Interestatal y otras vías libres	85 – 99,9	80 – 99,9
Arterias principales	80 – 99	75 – 95
Colectoras	80 – 95	75 – 95
Locales	60 - 80	60 – 80

Teniendo en cuenta que a mayor confiabilidad, se tendrá mayor estructura del pavimento y conociendo nuestras condiciones locales; para la vía en estudio consideramos una confiabilidad de 75%.

- Desviación Standard : $S_o = 0,29$
- Módulo de Reacción de la Subrasante : 246 pci = 12%
- Módulo de Elasticidad del Concreto : 5000000 psi.
- Módulo de Ruptura del Concreto : 650 psi.
- Coeficiente de Drenaje: $C_d = 1,15$;Considerando un drenaje regular, con un % de 1,15 expuesto a niveles de humedad.
- Coeficiente de Transferencia de Carga: $J = 3,0$

La estructuración del pavimento rígido queda de la siguiente manera:





ANEXO 02

Ponencia presentada al XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil
G -32 / Autores: Arnaldo Carrillo Gil, Eduardo Carrillo Delgado, Ivan Vera Aliaga, Oscar Donayre Cordova

Tabla 1 Módulos de Poisson Empleados para las Diferentes Capas de Pavimento

Material	Rango	Utilizado
Material Asfáltico	0,30 – 0,40	0,35
Materiales Granulares	0,30 - 0,40	0,35
Materiales Finos	0,30 - 0,50	0,45

El valor E utilizado para los materiales asfálticos es un valor típico basado en las recomendaciones dadas en la tabla 2.

Tabla 2 Valores Típicos para el Módulo de Elasticidad de Materiales Asfálticos

Temperatura (°C)	Frecuencia de Carga (Hz)					
	1		4		16	
	Rango	Promedio	Rango	Promedio	Rango	Promedio
4	6,0 - 18,0	12,0	9,0 - 27,0	16,0	10,0 - 30,0	18,0
21	2,0 - 6,0	3,0	4,0 - 9,0	5,0	5,0 - 11,0	7,0
38	0,5 - 1,5	0,7	0,7 - 2,2	1,0	1,0 - 3,2	1,6

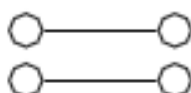
Nota: Los módulos de elasticidad se expresan en términos de 10^5 psi.

Si tenemos en cuenta que la temperatura media anual en Lima es de 18.5°C y que una velocidad de tráfico de 55 KPH corresponde a una frecuencia de carga de 8 Hz, es razonable emplear, de acuerdo a lo señalado en la tabla 2, un valor E igual a 500000 psi. para el material asfáltico.

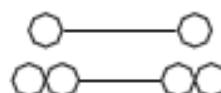
Para la determinación de la configuración y el número de repeticiones de carga se consideraron los siguientes tipos de vehículos:

- Vehículos de transporte público (dos ejes simples)
- Camiones de dos ejes (un eje simple + un eje dual)
- Camiones de tres ejes (un eje simple + un eje tándem)
- Tráiler y Semi Tráiler (un eje simple + dos ejes tándem)

En la figura 2 se puede ver una vista en planta de las superficies de contacto rueda - pavimento de cada uno de estos vehículos. Esta figura no se encuentra a escala:



Transporte Público
(02 eje simples)



Camión dos Ejes
(01 eje simple + 01 eje dual)



Gerencia XIII CONIC: Instituto de la Construcción y Gerencia - Pág. 7
Calle Nueve 472, San Isidro, Lima, Perú. Telefax: 225-9066. Email: icgperu@construcción.org.pe

www.construccion.org.pe

ANEXO 03

PROYECTO ESPECIAL REGIONAL PLAN COPESCO

PROYECTO : MEJORAMIENTO WM EXPRESA
TRAMO WSTA ALEGRE - LOS MANANTIALES

35

EXPELENTE TECNICO REFORMULADO

DISEÑO DE ESPESORES PARA PAVIMENTO FLEXIBLE

MUNICIPIO DE AQUITO, 2022

PROYECTO: CONCLUSION PAVIMENTACION VIA EXPRESA CUSCO
RESPONSABLE DISEÑO: ING. RIPAT RODRIGO LOGADA SARAVIA
FECHA: Iquitos, 15 de Septiembre de 2022

A. VARIABLES

I. VARIABLES EN FUNCION DEL TIEMPO

PERIODO DE DISEÑO 15

II. VARIABLES EN FUNCION DEL TRANSITO

ESAL¹⁸ 506665 3x10⁷

III. CONFIABILIDAD

R 55 %
S₀ 0.43

IV. SUB-BASANTES EXPANSEVAS

U_{ST} 1.7

V. CRITERIOS PARA DETERMINAR LA SERVICIABILIDAD

I_a 4.2
R 2.5

VI. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

MATERIAL	M (Mpa - psi)
Capa Asfáltica	2760 (400 000)
Base	890 (130 000)
Sub-base	411 (60 000)
Substrato	98 (14 000)

VII. DRENAJES

B. DETERMINACION DE ESPESORES

I. CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO

SN 4.8

II. CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL PARA PROTEGER CAPAS SUBYACENTES

MATERIAL	M (Mpa - psi)	SN
Base	890 (130 000)	1.24
Sub-base	411 (60 000)	1.50
Substrato	98 (14 000)	4.3

III. CALCULO DE LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES O DE CAPA

MATERIAL	M (Mpa - psi)	a _i
Capa Asfáltica	2760 (400 000)	0.42
Base	890 (130 000)	0.18
Sub-base	411 (60 000)	0.32
Substrato	98 (14 000)	

IV. CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE DRENAJE

MATERIAL	M (Mpa - psi)	a _i	m
Base	890 (130 000)	0.18	1.49
Sub-base	411 (60 000)	0.32	0.70

V. CALCULO DE ESPESORES DEL PAVIMENTO

MATERIAL	a _i	FORMULA	a _i	a _i ²	SN ²
Capa Asfáltica	a ₁	$25.7/a_1$	2	3	1.24
Base	a ₂	$98.55/a_2$	1.22	12	2.588
Sub-base	a ₃	$36.48/a_3$	0.2	12	1.228
TOTAL					5.056
REQUERIDO					4.8

POR TANTO LOS ESPESORES DE DISEÑO QUE CUMPLE CON LAS ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES SON:

MATERIAL	ESPESOR (cm)	ESPESOR (in)
Capa Asfáltica	2	7.62
Base	1.2	30.48
Sub-base	0.2	30.48



Ing. Ripat Rodrigo Logada Saravia
C.I. N° 33047
INGENIERO DE CIVIL

RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO : MEJORAMIENTO VIA EXPRESA TRAMO VISTA ALEGRE - LOS MANANTIALES (Expediente Reformulado)

CODIGO	DESCRIPCION	UNID.	LONG. mt.	ANCHO mt.	ALTURA mt.	AREA m2	VOLUMEN m3	Nº VECES	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
01.00.00	OBRAS PRELIMINARES										
01.01.00	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION										
01.01.01	01.01.01 Movilización y Desmovilización de Equipos	TON						4.00	18.00	72.00	446.00
	- Tractor sobre Orugas							4.00	15.00	60.00	
	- Rodillo Liso Autopropulsado							2.00	10.00	20.00	
	- Rodillo Neumático							2.00	9.00	18.00	
	- Pavimentadora							4.00	3.00	12.00	
	- Comensalora							4.00	18.00	72.00	
	- Carcador Frontal							4.00	18.00	72.00	
	- Microveladora							10.00	1.00	10.00	
	- Volquetes							7.00	2.460.00	17.360.00	
01.01.02	Transporte de Materiales	TON									80.00
01.01.03	Transporte de Contáctible	GLN.									17.360.00
01.02.00	CONTROL TOPOGRAFICO										
01.02.01	Trazo y Replanteo del Eje	KM.									1.550
01.03.00	MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL										
01.03.01	01.03.01 Cartel de Obra 3.60 x 7.20 mt.	KM.	1.550						1.00	1.550	
01.03.02	01.03.02 Señales Preventivas durante el Proceso de Ejecución	UNID.						2.00	1.00	2.00	2.00
		UNID.						4.00	1.00	4.00	4.00
01.04.00	CAMPAMENTOS										
01.04.01	01.04.01 Construcción de Campamento	M2	20.00	27.50		450.00			1.00	450.00	450.00
02.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS										
02.01.01	EXCAVACION EN EXPLANACIONES										
02.01.01	02.01.01 Corte en Material Suelto	M3									23.011.93



Ing. Mario Pardo Diaz
CIP N° 14897
RESIDENTE DE OBRA

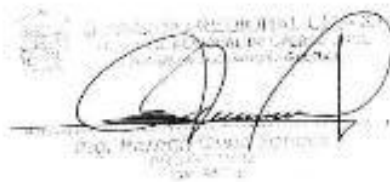
ANEXO 04

00024

RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA VÍA

Longitud de trazo	:	480 ml.
Sobre ancho	:	0.30 cm. (máx y mín. variable)
Velocidad directriz	:	50.00 km./hr.
Ancho de vía	:	12.00 m
Ancho de calzada	:	7.80 m
Bermas a cada lado	:	1.20 m
Pendiente máxima	:	6.00 %
Pendiente mínima	:	0.50 %
Canal Trapezoidal	:	b = 0.90 m B = 1.10 m H = 0.80 m
Radio mínimo	:	90.00 m
Radio mínimo excepcional	:	75.00 m
Bombeo	:	2.00 %
Peralte máximo	:	6.00 %
Peralte mínimo excepcional	:	8.00 %
Longitud de transición	:	44.00 m
Taludes de corte	:	
Roca suelta	:	4:1
Conglomerado	:	3:1
Tierra compacta	:	2:1
Taludes de relleno	:	
Enrocado	:	1:1
Material suelto	:	1:1.5
Espesor de pavimento	:	3"
Sub-base	:	0.40 m
Base	:	0.20 m

Cusco, Enero de 2,003



GOBIERNO REGIONAL CUSCO
SECRETARÍA TÉCNICA



2. Características del Terreno de Fundación(gestión 2003)

N°	KM	DENS.MAX Gr./cm ³	HUMEDAD ÓPTIMA %	I.P.	C.B.R.	SUCS
1	2+90	1.90	15.62	25.71	8.10	CL
2	3+00	1.89	14.00	21.70	6.80	CL
3	3+16	1.88	12.50	10.03	4.50	CL
4	3+34	1.90	11.10	7.18	8.00	ML
5	3+50	1.85	13.10	9.60	6.30	CL-OL

En el presente análisis de canteras, se observa que la calicata No 4 tiene el menor C.B.R. que es de 2.80 que corresponde a la gestión del año 2002 y que será tomado como parámetro de diseño.

3. Características de los materiales de cantera:

Material De Sub-base C.B.R. = 20%
Material de Base C.B.R. = 80%

4. Características del tránsito.

Tránsito Diario Promedio (TDP).

TDP = 400 veh/día con 25% pesado y una tasa de crecimiento anual del 5%.

Tipo de vehículo de diseño = H30S24.

Carga por eje Tandem = 96000 lb (43584 Kg.).

Carga por rueda = 12000 lb (5448 Kg).

MÉTODO DE ÍNDICE DE GRUPO

Este método se basa en las características físicas del material y, principalmente en su composición granulométrica y grado de plasticidad.

Una vez determinado los respectivos índices de grupo de los suelos, pueden calcularse los espesores totales del pavimento. Para esto se tomará en cuenta las siguientes condiciones:

- Terrenos de fundación debidamente compactados a humedad óptima y densidad máxima a no menos del 95% de la densidad obtenida por el Método de Proctor Modificado.
- Sub bases y bases compactadas a no menos del 100% de su densidad máxima.
- Se supone que los sistemas de drenaje superficial y subterráneo son adecuados y buenos, el nivel freático se encuentra a una profundidad no perjudicial (mayor de 2.00 m. para la estabilidad).

Los tipos de tránsito que se consideran en éste método son los siguientes:



RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO : MEJORAMIENTO VIA EXPRESA TRAMO VISTA ALEGRE - LOS MANANTIALES (Expediente Reformulado)

CODIGO	DESCRIPCION	UNID.	LONG. mt.	ANCHO mt.	ALTURA mt.	AREA m2	VOLUMEN m3	N° VECES	FACTOR	PARCIAL	TOTAL
02.03.00	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUB RASANTE Y/O TERR.NAT.	M2									
02.03.01	Perfilado y Compactado de la Sub Rasante Del Km. 00+00 al Km. 01+540	M2	1,540.00	7.80		12,012.00			1.00	12,012.00	12,072.90
02.03.02	Empalme con via transv existente (prog. 0+810) Pav. Flexible	M2				60.90			1.00	60.90	77.00
02.03.03	Prueba de densidad de campo (Sub Rasante)	PRU	1.540					50.00		12,072.90	12,072.90
02.03.04	Trazo y Replanteo durante el proceso de Construcción	M2							1.00		
02.04.00	CONFORMACION DE TERRAPLENES	M3									11,075.57
02.04.01	Suministro de Piedra Grande para Enrocado Dmax=35" Del Km. 00+00 al Km. 00+320	M3	320.00	7.80	0.80		1,996.80		1.40	2,795.52	
02.04.02	Del Km. 00+320 al Km. 01+960	M3	640.00	7.80	0.45		2,246.40		1.40	3,144.96	
02.04.03	Del Km. 00+960 al Km. 01+530	M3	580.00	7.80	0.80		3,619.20		1.40	5,066.88	
02.04.04	Empalme con via transv existente (prog. 0+810) Pav. Flexible	M3				60.90			1.40	88.21	
02.04.05	Acornado de Material Enrocado Del Km. 00+00 al Km. 00+320	M3	320.00	7.80	0.80		1,996.80		1.00	1,996.80	
02.04.06	Del Km. 00+320 al Km. 00+960	M3	640.00	7.80	0.45		2,246.40		1.00	2,246.40	
02.04.07	Del Km. 00+960 al Km. 01+530	M3	580.00	7.80	0.80		3,619.20		1.00	3,619.20	
02.04.08	Empalme con via transv existente (prog. 0+810) Pav. Flexible	M3				60.90			1.00	48.72	
02.04.09	Extraccion y Apalmeo Material de Canteras (Relleno) Del Km. 00+00 al Km. 01+540	M3	1,540.00	7.80	0.10		1,201.20		1.30	1,561.56	
02.04.10	Empalme con via transv existente (prog. 0+810) Pav. Flexible	M3				60.90			1.30	7.92	
02.04.11	Carguo y Transporte de Material para terraplen	M3					6.09		1.30	7.92	
02.04.12	Empalme con via transv existente (prog. 0+810) Pav. Flexible	M3					1,207.29		1.30	1,569.48	
02.04.13	Extenido Riego y Compactado	M2							1.30	1,569.48	
02.04.14	Trazo y Replanteo durante el proceso de Construcción	M2							1.00		12,072.90
02.04.15	Acornado de Material Enrocado	M2	1,540.00	7.80		12,012.00			1.00	12,012.00	
02.04.16	Empalme con via transv existente (prog. 0+810) Pav. Flexible	M2				60.90			1.00	60.90	
03.00.00	SUB BASES Y BASES										4,165.15
03.01.00	SUB - BASE DE 0.30 M DE ESPESOR	M3									
03.01.01	Preparacion de Material en Canteras para Sub-Base Del Km. 00+00 al Km. 01+540	M3	1,540.00	7.80	0.30	12,012.00	3,603.60		1.35	4,144.14	
03.01.02	Empalme con via transv existente (prog. 0+810) Pav. Flexible	M3				60.90			1.35	21.01	
03.01.03	Carguo y Transporte de material para Sub-Base	M3					18.27		1.30	4,708.43	
03.01.04	Extenido Batiido y Perfilado de material de Sub-Base	M3					3,621.87		1.30	4,708.43	
03.01.05	Riego y Compactado de Sub-Base	M2							1.00	12,072.90	
03.01.06	Prueba de densidad de campo en la Sub-Base	PRU	1.540					50.00		12,072.90	
03.01.07	Trazo y Replanteo durante el proceso de Construcción	M2							1.00	12,072.90	
03.02.00	BASE DE 0.30 M DE ESPESOR	M3									4,324.54
03.02.01	Preparacion de Material para base en Canteras Del Km. 00+00 al Km. 01+540	M3	1,540.00	8.10	0.30	12,474.00	3,742.20		1.15	4,303.53	
03.02.02	Empalme con via transv existente (prog. 0+810) Pav. Flexible	M3				60.90			1.15	21.01	
03.02.03	Carguo y Transporte de material para base	M3					18.27		1.30	4,888.61	
03.02.04	Extenido Batiido y Perfilado de material de base	M3					3,750.47		1.30	4,888.61	
03.02.05	Riego y compactado de Base	M2							1.00	12,534.90	
03.02.06	Prueba de densidad de campo en la Base	PRU	1.540					50.00		12,534.90	
03.02.07	Trazo y Replanteo durante el proceso de Construcción	M2							1.00	12,534.90	




Ing. Maria Paz Diaz
 CIP. N° 39697
 RESIDENTE DE OBRA

ANEXO 05

00034

Tomando las consideraciones de economía y empleando los coeficientes del Instituto del Asfalto, se tiene:

Pulg		Cm
3	Capa de Rodamiento	7.5
8	Base	20.0
15	Su Base	37.5
26		65.0

MÉTODO CBR

Especificaciones

Se recomiendan los siguientes valores de CBR de diseño para bases y sub-bases, para cargas por rueda mayores a 10000 lbs.

Base CBR > 80%
Sub base CBR > 15%

Diseño

En la tabla que se adjunta se calculan los espesores para las diferentes capas de pavimento, teniendo en consideración que:

Terreno de Fundación CBR = 1 - 2%

Sub -base CBR = 20%

Base CBR = 80%

Carga por rueda = 12000 lbs

Pulg		Cm
5	Capa de Rodamiento	12.50
4	Base	10.00
15	Sub Base	37.50
24		60.00

Sin embargo podríamos aplicar una solución más económica reduciendo el espesor de la capa de rodamiento de 4" a 3" y empleando las relaciones sugeridas por el Instituto del Asfalto. Los nuevos espesores:

Pulg		Cm
3	Capa de Rodamiento	7.50
8	Base	20.0
15	Sub Base	37.50
26		65.00

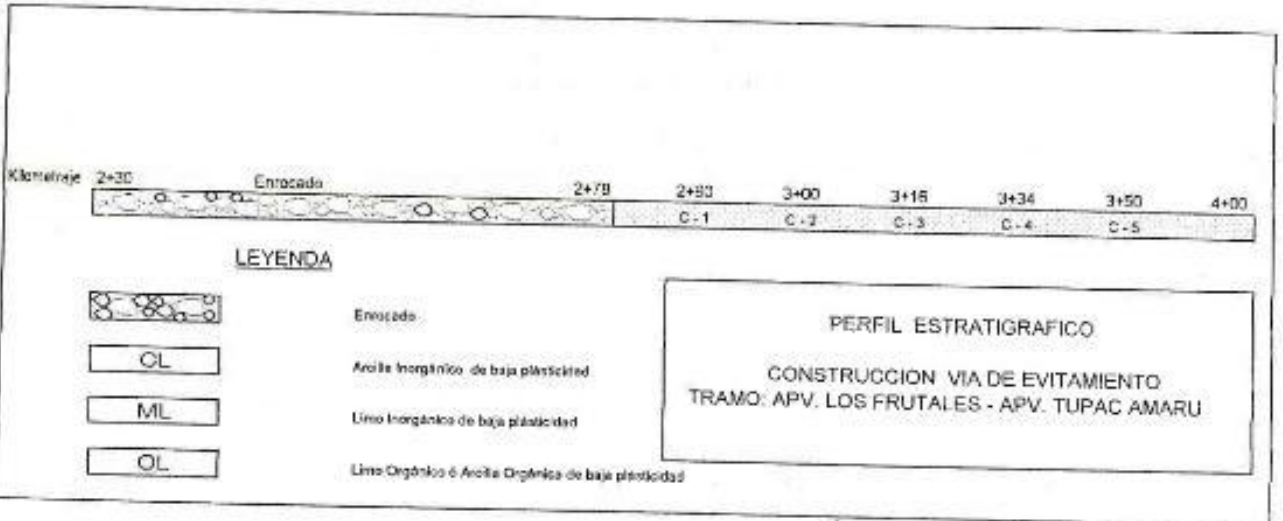
METODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO

Este método se sustenta en un tránsito probable durante un período de 20 años referido a una carga por eje sencillo de 18,000 lbs (8.20 tn. Aprox.) que es la carga por eje legal en la mayoría del territorio de los EE.UU. considerando además el valor CBR del terreno de fundación, la calidad de los materiales a emplearse en los diferentes capas del pavimento y los procedimientos de construcción a seguirse.



GOBIERNO REGIONAL CUSCO
GERENCIA REGIONAL DE OPERACIONES
SUB GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA

Ing. Hernán Cuzco Sorocco



GOBIERNO REGIONAL CUSCO
[Signature]
 Flavia Lo Torre Rojas
 Titular de la Oficina de Estudios

Gerencia Regional de Obras Públicas
 Sub-Gerencia de Infraestructura
[Signature]
 Ing. J. Lidia Velasco
 Subgerente de Mantenimiento y Rehabilitación

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
 GERENCIA REGIONAL DE OPERACIONES
 DEL GERENTE DE INFRAESTRUCTURA
[Signature]
 Ing. Hernan Cuno Boncco
 PROYECTISTA
 CIP 62071

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
 Sub-Gerencia de Operaciones
 Unidad de Mantenimiento
 Secretaria Técnica
[Signature]

[Signature]

ANEXO 06

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO CON VIGA BENKELMAN ESTRUCTURA: BASE GRANULAR.

**“MEJORAMIENTO DE TRANSITABILIDAD
VEHICULAR PEATONAL VÍA EXPRESA ENTRE
WASHINGTON VERA PAMPACHACRA”**

**Material mezcla base-granular:
Munaywarmi-palpancay (55%)
Huambutio (arena triturada- ¼" < (15%)
Huambutio (piedra chancada- ¾" (30%)**

NORMA TECNICA MTC E 1002 -200

Cusco mayo de 2016

PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD

Control Deflectométrico

La deflexión máxima admisible aprobada es de 65 (1/100 mm) en el Sector 0+760-1+025 para la base granular, como se puede apreciar los resultados obtenidos están por debajo de las máximas permisibles, lo que indica que cumple con el parámetro establecido.

Cuadro N°1 Control de mediciones deflectométricas Base granular Carril izquierdo

Estación (Km)	Deflexiones Normalizadas	Radio curvatura Rc (m)
	Dk0 (0.01 mm) 1 er. Dial	
PROMEDIO	53.4	192
MAX. OBTENIDO	60.9	154
MIN. OBTENIDO	53.0	
DESV. ESTANDAR	13.6	
CARACTERISTICA	79.0	
ADMISIBLE	65.0	

Cuadro N°2 Control de mediciones deflectométricas Base granular- Carril derecho

Estación (Km)	Deflexiones Normalizadas	Radio curvatura Rc (m)
	Dk0 (0.01 mm) 1 er. Dial	
PROMEDIO	49.6	154
MAX. OBTENIDO	60.9	192
MIN. OBTENIDO	49.0	
DESV. ESTANDAR	14.9	
CARACTERISTICA	74.0	
ADMISIBLE	65.0	

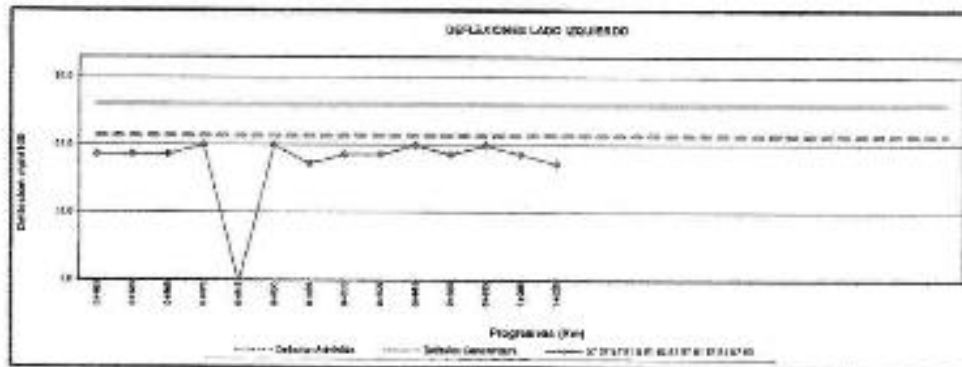


Tec. Edgar Mayhua Meza
Lab. de Suelos Concreto y Asfalto

OBRA	MEJORAMIENTO DE TRANSITABILIDAD VEHICULAR PEATONAL VIA EXPRESA
TRAMO VI	ENTRE WASHINGTON Y VERA PAMPACUACRA
MES	MAYO DE 2018

MEDICION DE DEFLEXIONES VIGA BENKELMAN EVALUACION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO													
EMPRESA		BASE GRANULAR						CARGA EJE : 8000 Kg					
PROGRESIVA		0+705 AL 1+025 (CARRE. DERECHO)						PRESION : 60 Psi					
FECHA		16may-18						R. BRAZO : 4.1					
DATOS CAMPO					RESULTADOS DE LOS ENSAYOS								
PROGRESIVA (KM)	LADO	LECTURAS DEL DIAL		TEMPERATURA (°C)	ESPESOR (cm)	DEFLEXIONES		FACT. CORREC. (°)	FACT. ESTACIONADO	DEFLEXIONES CORREGIDAS		MARGEN CURVATURA (mm)	OBSERVACIONES
		L20	L0			D25	D0			D25	D0		
0+705	020	7	14			22	56	1.000	1.0	28	57	110	
0+725	020	9	14			36	52	1.000	1.0	37	57	154	
0+805	020	9	14			58	66	1.000	1.0	37	57	154	
0+825	020	9	15			29	60	1.000	1.0	37	61	136	
0+845	020	0	0			0	0	1.000	1.0	0	0	0	ALCANTARILLA
0+865	020	9	15			36	66	1.000	1.0	37	61	120	
0+885	020	8	15			50	63	1.000	1.0	30	58	154	
0+905	020	7	14			28	58	1.000	1.0	28	57	110	
0+925	020	10	14			40	59	1.000	1.0	41	57	102	
0+945	020	10	15			40	60	1.000	1.0	41	61	104	
0+965	020	8	14			32	58	1.000	1.0	32	57	126	
0+985	020	11	15			44	60	1.000	1.0	45	61	102	
1+005	020	9	14			34	58	1.000	1.0	37	57	154	
1+025	020	9	13			35	52	1.000	1.0	37	59	162	

Deflexión Corregida
 Promedio: 54.4 mm/100
 Mínimo: 0.0 mm/100
 Máximo: 80.0 mm/100
 Desviación S: 18.8 mm/100
 Desviación C: 79.0 mm/100
 Desviación Admisible: 85.0 mm/100



Observación: _____

Tec. Edgar Maybúa Mesa
 Lab. de Suelos, Concreto y Asfalto

ANEXO 07

EVALUACION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO CON VIGA BENKELMAN

LABORATORIO DE MECANICA DE MATERIALES Y GEOTECNIA
MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES - CUSCO

LUGAR : CUSCO - PERU
ENTIDAD SOLICITANTE : PROYECTO ESPECIAL REGIONAL PLAN COPESICO
OBRA : MEJORAMIENTO VIA EXPRESA TRAMO VISTA ALEGRE - LOS MANANTIALES

DEFLEXIONES EN BASE GRANULAR																
MODELO DE HOGG																
EQUIPO : VIGA BENKELMAN						SEPARACION : 300 mm			AL			N200.00				
FECHA : Octubre 2008						TRAMO : 00+320.00			AL			N200.00				
RELACION DE VIGA : 2 EV 1																
DATOS DE CAMPO																
Nº	PROGR Km	LADO	Temp Flot °C	LECTURA DE CAMPO			CONDICIONES		RAD. CURV.	MODELO DE HOGG						
				L ₁₂₅	L ₇₅	L ₃₀	D _{25%}	D _{75%}		R _s mm	L ₀ mm	E Kg/cm ²	E psi	CER %	MR ksi	
1	0+320.00	DER	26	25.0	15.0	8	50.0	30.0	156.25	27.46	16.34	945.57	13,444.79	9.01	13.51	
2	0+370.00	IZQ	27	19.0	7.0	4	38.0	14.0	130.21	22.83	7.20	1,570.32	9,486.28	13.06	15.93	
3	0+420.00	DER	26	14.0	10.0	5	28.0	20.0	380.63	49.57	25.89	1,324.05	16,826.70	12.61	15.54	
4	0+470.00	IZQ	25	29.0	11.0	6	36.0	22.0	85.89	23.33	8.0	890.36	14,079.82	9.43	14.15	
5	0+520.00	DER	26	30.0	20.0	10	64.0	40.0	192.21	30.49	19.75	705.99	10,009.82	6.70	10.05	
6	0+570.00	IZQ	27	51.0	19.0	10	102.0	38.0	48.53	23.02	7.84	540.90	7,690.90	5.15	7.73	
7	0+620.00	DER	26	31.0	27.0	14	62.0	54.0	390.63	65.42	47.75	359.16	5,106.78	3.42	5.10	
8	0+670.00	IZQ	29	38.0	14.0	7	76.0	38.0	55.10	22.55	7.20	665.04	9,740.64	6.52	9.79	
9	0+720.00	DER	26	35.0	15.0	8	70.0	30.0	78.73	25.82	10.28	858.24	12,203.12	5.17	12.26	
10	0+770.00	IZQ	24	34.0	15.0	7	68.0	35.0	74.40	23.48	8.29	863.65	12,140.83	5.15	12.20	
11	0+820.00	DER	24	40.0	15.0	8	80.0	30.0	62.50	25.13	7.89	702.12	9,986.03	6.69	10.03	
12	0+870.00	IZQ	23	35.0	15.0	7	70.0	26.0	71.02	22.97	7.54	779.72	11,068.64	7.45	11.34	
13	0+920.00	DER	26	29.0	15.0	7	58.0	26.0	97.88	26.77	11.17	1,023.06	14,340.57	9.74	14.62	
14	0+970.00	IZQ	23	37.0	14.0	7	74.0	26.0	67.93	23.29	8.05	772.96	10,990.92	7.36	11.04	
15	1+020.00	DER	27	36.0	12.0	6	62.0	24.0	82.24	25.70	8.95	948.28	15,485.36	9.05	13.55	
16	1+070.00	IZQ	23	22.0	9.0	5	44.0	36.0	120.19	24.78	9.58	1,305.83	17,434.82	13.02	15.91	
17	1+120.00	DER	28	31.0	15.0	7	62.0	28.0	96.81	25.30	10.02	970.45	13,798.50	9.24	13.86	
18	1+170.00	IZQ	24	13.0	5.0	3	26.0	10.0	793.31	23.58	8.41	2,247.61	31,960.97	21.41	21.95	
19	1+220.00	DER	27	54.0	20.0	10	108.0	40.0	45.96	22.92	7.44	499.12	7,096.86	4.78	7.13	
20	1+270.00	IZQ	24	10.0	4.0	3	30.0	6.0	360.42	24.33	9.17	2,993.15	42,558.66	28.51	26.47	
ESTAD.			PROMEDIO	25.96	13.5	6.7	61.0	26.9	192.06	29.70	12.41	1,046.74	14,883.31	9.97	15.10	
			D. ESTÁNDAR	1.67	1.4	2.7	22.7	10.8	102.70	14.91	9.58	873.82	8,727.65	5.85	4.87	
			MÁXIMO	29	54.0	27.0	13.5	106.0	54.0	390.63	65.42	47.75	2,993.15	42,558.66	28.51	26.47
			MÍNIMO	23	10.0	4.0	2.0	20.0	6.0	45.96	22.83	7.20	589.16	5,106.78	3.42	5.10
DEFLEXIÓN CARACTERÍSTICA				102.0 E ² /mm												
DATOS	Nº DE RES EQUIVALENTE (N _{ES})			4.3 E ⁶												
	DEFORMACIÓN ADMISIBLE (D _a)			71.9 E ⁻² /mm												
	COEFICIENTE DE POISSON (ν)			0.4												
	RADIO HUELLA CIRCULAR CONTACTO (a)			10.75 cm												
	PRESIÓN DE INFLADO (p)			80 psi												
	CARGA SOBRE LA PLANTA			8.1 Ton												
			15000 LBS													
OBSERVACIONES:																

CURVA PROMEDIO DE DEFLEXIÓN

deformación (mm)

LONGITUD (cm.)

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Oficina Regional de Infraestructura
y Servicios de Obras
Plaza La Torreblanca
Calle de la Libertad de 1111-1115



GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Oficina Regional de Infraestructura
y Servicios de Obras
Ing. Magali Mujica García Mujica
Responsable Laboratorio Mecánica de Suelos
CALLE LA LIBERTAD

ANEXO 08

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO CON VIGA BENKELMAN

LABORATORIO DE MECÁNICA DE MATERIALES Y GEOTECNIA
MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES - CUSCO

LUGAR : CUSCO - PERU
ENTIDAD SOLICITANTE : PROYECTO ESPECIAL REGIONAL PLAN COPESCO
OBRA : MEJORAMIENTO VIA EXPRESA TRAMO LOS FRUTALES - URB. TURAC AMARU

DEFLEXIONES EN BASE GRANULAR																
MODELO DE HOGG																
EQUIPO : VIGA BENKELMAN						SEPARACIÓN : 0.50 mts.										
FECHA : Octubre 2006						TRAMO : 0+000.00		AL		0+950.00						
RELACION DE VIGA : 2 EN 1																
DATOS DE CAMPO									MODELO DE HOGG							
Nº	PROCR. Km	LADO	Temp Pav °C	LECTURA DE CAMPO E ⁻² mm			DEFLEXIONES E ⁻² mm		RAD. CURV.	R5 cm	L0 cm	E Kg/cm ²	E psi	CBR %	MR ksi	
				L ₁₅₀	L ₂₅	L ₅₀	D ₁₅₀	D ₂₅								
1	0+000.00	DER	27	22.0	16.0	8	44.0	52.0	280.42	51.55	26.99	896.00	1,602.49	7.77	1.66	
2	0+050.00	IZQ	27	19.0	8.0	4	38.0	16.0	142.05	25.39	10.10	1,562.50	22,506.60	15.08	17.50	
3	0+100.00	DER	26	15.0	10.0	5	30.0	20.0	312.50	43.86	22.30	1,577.94	19,392.53	15.12	15.99	
4	0+150.00	IZQ	25	26.0	11.0	6	52.0	22.0	104.17	29.50	10.16	1,556.36	16,439.31	11.01	14.27	
5	0+200.00	DER	26	31.0	19.0	10	62.0	38.0	190.23	36.99	19.08	144.07	10,375.68	7.09	10.63	
6	0+250.00	IZQ	27	50.0	21.0	11	100.0	42.0	53.86	25.34	10.05	601.62	8,554.19	5.73	6.59	
7	0+300.00	DER	26	30.0	26.0	13	60.0	52.0	390.65	63.68	46.67	378.56	5,362.68	5.61	5.41	
8	0+350.00	IZQ	26	37.0	15.0	8	74.0	30.0	71.02	34.60	9.42	81.65	11,540.67	7.73	11.60	
9	0+400.00	DER	26	36.0	17.0	9	72.0	34.0	82.24	28.23	12.23	604.36	11,434.07	7.66	11.49	
10	0+450.00	IZQ	24	34.0	14.0	7	68.0	28.0	79.13	24.92	9.70	884.89	12,582.03	8.43	12.64	
11	0+500.00	DER	24	40.0	16.0	8	80.0	30.0	65.10	24.33	9.17	749.29	10,639.66	7.18	10.69	
12	0+550.00	IZQ	23	35.0	13.0	7	70.0	26.0	71.02	22.97	7.54	779.73	11,086.64	7.93	11.14	
13	0+600.00	DER	26	29.0	12.0	6	58.0	24.0	41.91	25.02	9.70	1,037.65	14,754.25	9.98	14.82	
14	0+650.00	IZQ	23	37.0	14.0	7	74.0	28.0	67.93	23.79	8.05	772.99	10,990.92	7.36	11.04	
15	0+700.00	DER	27	31.0	12.0	6	62.0	24.0	82.24	23.70	8.55	946.20	13,463.32	9.03	13.35	
16	0+750.00	IZQ	23	22.0	9.0	5	44.0	18.0	100.19	24.78	9.58	1,356.83	18,431.62	13.02	15.91	
17	0+800.00	DER	28	31.0	13.0	7	62.0	26.0	95.61	23.30	10.02	970.45	13,798.50	9.24	13.86	
18	0+850.00	IZQ	24	13.0	5.0	3	26.0	10.0	185.31	23.58	8.41	2,347.81	31,960.07	21.41	21.98	
19	0+900.00	DER	25	31.0	10.0	10	62.0	40.0	142.05	41.63	20.96	697.71	9,920.55	6.64	9.07	
20	0+950.00	IZQ	24	10.0	4.0	3	20.0	8.0	350.42	24.55	9.17	2,933.15	42,588.66	28.51	28.47	
ESTAD.	PROMEDIO			25.36	19.0	13.6	6.0	57.0	27.5	140.71	31.52	13.90	1,086.04	15,442.12	10.34	13.48
	D. ESTANDAR			1.49	0.8	0.4	2.7	19.7	10.7	94.53	14.74	9.47	607.59	8,699.20	5.79	4.66
	MÁXIMO			26	50.0	26.0	13.0	100.0	52.0	390.65	63.68	46.67	2,993.15	42,588.66	28.51	28.47
	MÍNIMO			23	10.0	4.0	2.0	20.0	8.0	353.86	22.97	7.54	378.56	5,362.68	5.61	5.41
DEFLEXIÓN CARACTERÍSTICA				94.9 E ⁻² mm												
DATOS	No. DE BLS EQUIVALENTES N _{10,000} (N)			4.3			E ¹⁰									
	DEFORMACIÓN ADMISIBLE (D)			7.5			E ⁻² mm									
	COEFICIENTE DE POISSON (ν)			0.4												
	RADIO HUELLA CIRCULAR CONTACTO (a)			10.75			cm.									
	PRESIÓN DE INFLADO (p)			89			psi									
	CARGA SOBRE LA LLANTA			5.2			Ton									
			18000			LBS										
OBSERVACIONES:																

DEFLEXIÓN CARACTERÍSTICA 94.9 E⁻² mm

No. DE BLS EQUIVALENTES N _{10,000} (N)		4.3	E ¹⁰
DEFORMACIÓN ADMISIBLE (D)		7.5	E ⁻² mm
COEFICIENTE DE POISSON (ν)		0.4	
RADIO HUELLA CIRCULAR CONTACTO (a)		10.75	cm.
PRESIÓN DE INFLADO (p)		89	psi
CARGA SOBRE LA LLANTA		5.2	Ton
		18000	LBS

CURVA PROMEDIO DE DEFLEXIÓN

DEFLEXIÓN (mm)

LONGITUD (cm.)

GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Gerencia Regional de Infraestructura
Sub Gerencia de Obras

Miguel V. García M.
Ing. Miguel V. García M. *Atijica*
Representante Laboratorio Mecánica de Suelos
Reg. C.R. 56338



GOBIERNO REGIONAL CUSCO
Gerencia Regional de Infraestructura
Sub Gerencia de Obras

Walter A. Torres
Walter A. Torres
Representante Laboratorio de Suelos

ANEXO 09



ENSAYO DE DEFLECTOMETRIA



PROYECTO:

**“MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE
LA AV. TUPAC AMARU - BYPASS
(KM 00 + 300 AL KM 00 + 490)”**

UBICACION
LOCALIZACION : WANCHAQ – CUSCO - CUSCO
PROVINCIA : CUSCO
SOLICITA : MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DEL CUSCO

NOVIEMBRE – 2015

1

ORIONA.- URB SAN JUDAS GRANDE 8 - 25 WANCHAQ
DIRECCION COMISARIA UVIMA - II LOTE 8-17 SAN SEBASTIAN-CUSCO
RPC: 982722179-984272509-9892 014 02



E&C QUALITY CONTROL SAC

LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

ANALISIS DEFLECTOMETRICO

MTC E1002

Obra	: Mejoramiento de la Transitabilidad vehicular de la Av. Tupac Amaru - Bypass	Certificado:	lab.-001
Tramo	: 00+300 - 00+490	Hecho por:	C.H.P
		Fecha:	15-10-15
EQUIPO	: Viga Benkelman Marca Pinzuar- Modelo PA-74 Serie	Relación de Brazo	4:1
DIAL	: Marca Baker 0,01 mm	Conversión a mm	0.01
CAMION	: Placa WH-2050	Para Expresar en mm	1.0

Medición de Deflexiones y Corrección por Temperatura y Estacionalidad

PROGRESIVA KM	LECTURAS EN EL DIAL EN MM			Deformaciones en mm(0.01)		Tº Pav.	Deflecciones Corregidas*		Radio de
	R0=0 cm	R1=25 cm	Rf=500 cm	D0 0 cm	D1 25 cm	εc	D0 0 cm	D1 25 cm	
DERECHO									
00+000	100	95	85	60	20		60	20	
00+050	100	98	87	52	8		52	8	
00+100	100	97	89	44	12		44	12	
00+150	100	96	90	40	16		40	16	
00+200	100	98	89	44	8		44	8	
00+250	100	97	87	52	12		52	12	
00+300	100	98	89	44	8		44	8	
00+350	100	98	89	44	8		44	8	
00+400	100	98	88	48	8		48	8	
00+450	100	97	89	44	12		44	12	

Deflexión Promedio	47.20	11.20	89.13
Desviación Estandar	5.90	4.13	
Coefficiente de Variación	12.51	36.89	
Deflexión Característica	56.91	18.00	
Deflexión Mínima	40	8	
Deflexión Máxima	60	20	

IZQUIERDO									
00+025	100	98	90	40	8		40	8	
00+075	100	97	89	44	12		44	12	
00+125	100	97	91	36	12		36	12	
00+175	100	97	90	40	12		40	12	
00+225	100	99	87	52	4		52	4	
00+275	100	98	90	40	8		40	8	
00+325	100	97	89	44	12		44	12	
00+375	100	98	90	40	8		40	8	
00+425	100	97	86	56	12		56	12	
00+475	100	98	87	52	8		52	8	

D Admisible (0.01mm) = 68	Deflexión Promedio	44.40	9.60	93.72
	Desviación Estandar	6.65	2.80	
	Coefficiente de Variación	14.98	29.13	
	Deflexión Característica	55.34	14.20	
	Deflexión Mínima	36	4	
	Deflexión Máxima	56	12	

ANEXO 10



ENSAYO DE DEFLECTOMETRIA



PROYECTO:

“MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. GRAU DESDE LA AVENIDA CENTENARIO HASTA EL INGRESO A LA ZONA DE ZARZUELA PARTE BAJA ENTRE LOS DISTRITOS DE SANTIAGO Y CUSCO”

UBICACION

LOCALIZACION : AV GRAU Km 00+300 – 00+800 CARRIL IZQUIERDO Y DERECHO
PROVINCIA : CUSCO
SOLICITA : MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CUSCO

JUNIO - 2016

1

OFICINA.- URB SAN JUDAS GRANDE B - 35 WANCHAQ
DIRECCION DOMICILIARIA UVIMA - II LOTE B-17 SAN SEBASTIAN-CUSCO
RPC: 982723179-984273509-989201402



E&C QUALITY CONTROL SAC

LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

ANÁLISIS DEFLECTOMÉTRICO MTC E1062

Obra	MEJORAMIENTO DE LA TRANSIBILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL EN LA AV. GRAU DESDE LA AVENIDA CENTENARIO HASTA EL INGRESO A LA ZONA DE ZARZUELA PARTE BAJA ENTRE LOS DISTRITOS DE SANITADO Y CUSCO	Certificado:	lab.-002
Tramo	00+300 - 00+700	Hecho por:	C.H.P
Estructura	BASE	Fecha:	20-08-16
Carril	DERECHO	PROG.	000+490 - 000+300
EQUIPO	Viga Benkelman Marca Pitzuan- Modelo PA-74 Serie 1	Relación de Bazo	4.1
DIAL	Marca Baker 0.01 mm	Conversión a mm	0.01
CAMION	Placa WH-2030	Para Expresar en mm	1.0
PESO	8290 Kg. (Con carga en el Eje Posterior)	Factor de Estacionalidad:	1.00
LLANTAS	10" x 20" (14 LONAS)	Espesor del Pavimento:	0.20m.
PRESTION	80 Pa (Presión de Inflado y en Buen Estado)		

Medición de Deflecciones y Corrección por Temperatura y Estacionalidad

PROGRAMA KM	LECTURAS EN EL DIAL, EN MM			Deformaciones en mm (D)		T° Pav. °c	Deflecciones Corregidas*		Radio de Curvatura (m)	
	R0=0 cm	R1=25 cm	R0=500 cm	D0 0 cm	D1 25 cm		D0 0 cm	D1 25 cm		
DERECHO										
0+310	100	96	88	48	16		48	16	97.7	
0+330	100	96	87	52	16		52	16	96.0	
0+350	100	97	89	44	12		44	12	97.7	
0+370	100	96	86	56	20		56	20	96.0	
0+390	100	96	87	52	20		52	20	97.7	
0+410	100	94	85	60	24		60	24	96.0	
0+430	100	96	87	52	16		52	16	96.0	
0+450	100	97	85	60	12		60	12	95.1	
0+470	100	96	87	52	16		52	16	96.0	
0+490	100	96	88	48	16		48	16	97.7	
	D Admisible (0.01mm) = 80						Deflección Promedio	52.40	16.80	88.98
							Desviación Estándar	5.15	3.68	
							Coefficiente de Variación	9.82	21.88	
							Deflección Característica	60.87	22.85	
							Deflección Mínima	44	12	
							Deflección Máxima	60	24	
IZQUIERDO										
0+300	100	94	84	64	24		64	24	70.1	
0+320	100	96	85	60	16		60	16	71.0	
0+340	100	96	86	56	20		56	20	96.0	
0+360	100	97	88	48	12		48	12	96.0	
0+380	100	96	84	64	16		64	16	95.1	
0+400	100	96	83	68	20		68	20	95.1	
0+420	100	97	84	64	12		64	12	90.1	
0+440	100	96	86	56	16		56	16	70.1	
0+460	100	96	84	64	16		64	16	95.1	
0+480	100	96	85	60	8		60	8	90.1	
	D Admisible (0.01mm) = 80						Deflección Promedio	60.40	16.00	71.64
							Desviación Estándar	5.80	4.62	
							Coefficiente de Variación	9.60	28.87	
							Deflección Característica	69.94	23.60	
							Deflección Mínima	48	8	
							Deflección Máxima	68	24	