



UNIVERSIDAD DE ESPECIALIDADES ESPÍRITU SANTO

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO: DISEÑO ÓPTIMO DE UN ESTRIBO EN CANTILIEVER PARA

PUENTE

TRABAJO DE TITULACIÓN QUE SE PRESENTA COMO REQUISITO

PREVIO A OPTAR EL GRADO DE

INGENIERO CIVIL

NOMBRE DEL ESTUDIANTE:

ELOÍSA PARRA SALCEDO

NOMBRE DEL TUTOR:

ING. CARLOS GONZALES.

SAMBORONDÓN, SEPTIEMBRE, 2019.

APROBACIÓN DEL(A) TUTOR(A)

En mi calidad de tutor de la estudiante María Eloísa Parra Salcedo, estudiante de la Escuela de Ingeniería Civil, carrera dictada en la Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil de la UEES, certifico: Que he revisado el trabajo de tesis con el título: DISEÑO ÓPTIMO DE UN ESTRIBO EN CANTILIEVER PARA PUENTE, presentado por la estudiante María Eloísa Parra Salcedo con cédula de ciudadanía No. 1206529446, como requisito previo para optar por el Grado Académico de Ingeniería Civil, y considero que dicho trabajo investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes necesarios de carácter académico y científico, para presentarse a la Defensa Final.

Tutor: Ing. Carlos Gonzales Ramírez M.I.

DEDICATORIA

A mis abuelos, que me enseñaron que era importante tener talento, pero aún más importante tener disciplina para alcanzar tus metas. Y a mi madre, quien me ha enseñado a lo largos de los años el significado de trabajar duro.

AGRADECIMIENTO

Dios, tu amor y sabiduría no tienen límites. Gracias por permitirme lograr mis objetivos y sonreír ante el éxito que es resultado de tu ayuda.

El apoyo recibido y la paciencia con la que cada día se mostraba mi familia por el avance de este trabajo de titulación es único y se reflejará por siempre en mi vida. Gracias a mis abuelos por ser el motor que impulsa mis sueños, por creer en mí y darme su amor incondicional. Gracias a mi madre por sus esfuerzos impresionantes y su cariño invaluable, me has proporcionado todo lo que he necesitado. Mamá eres una mujer que me llena de orgullo, te amo y no hay vida que me alcance para devolver todo lo que has hecho por mí.

Quiero agradecer a cada uno de mis tíos, por estar siempre presentes en mi vida y mucho más cuando los he necesitado. Por sus consejos, su ayuda, su amor y motivación les agradezco de corazón. Debo agradecer a mis amigos, quienes compartieron sus conocimientos conmigo y me enseñaron a creer en mí misma. Gracias por ser mis hermanos.

Finalmente, me gustaría agradecer a mi tutor, el Ing. Carlos Gonzales Ramírez M.I., por apoyarme y orientarme a lo largo de mi carrera universitaria, y en especial por su confianza en mí. Sin su conocimiento no hubiera culminado este trabajo.

*“La disciplina tarde o temprano
vencerá a la inteligencia”.*

- Yokoi Kenji

RESUMEN:

Los métodos de diseño convencionales para estribos de puentes son exactos pero complicados, puesto que toma un largo tiempo en realizarse debido a la cantidad de variables que se ven involucradas y no anticipan un diseño óptimo resistente. Además, estos métodos se aplican a la geometría única del estribo. En el presente trabajo de investigación se analizan los métodos de diseño convencionales para estribos cerrados en cantiliever y la aplicación de los parámetros de diseño correspondientes siguiendo un proceso de cálculo matemático a través del software Excel, en el que se reemplaza los datos de las variables pertinentes para el diseño. Así mismo, se investigó la sección estructural óptima, de acuerdo con las características del Puente en estudio que generaron 3 alternativas resistentes, de las cuales una de ellas obtuvo un menor volumen. Los resultados indican que la geometría del estribo es fundamental para lograr obtener el diseño óptimo que cumpla con las condiciones de estabilidad.

PALABRAS CLAVES:

Ingeniería, estructura, puente, estribo, optimización, dimensionamiento, diseño.

ABSTRACT:

Conventional design methods for bridge stirrups are exact but complicated, since it takes a long time to complete due to the amount of variables that are involved and do not anticipate an optimal resistant design. In addition, these methods apply to the unique geometry of the stirrup. In this research work the conventional design methods for closed stirrups in cantilever and the application of the corresponding design parameters are analyzed following a mathematical calculation process through Excel software, in which the data of the relevant variables is replaced for design. Likewise, the optimal structural section was investigated, according to the characteristics of the Bridge under study that generated 3 resistant alternatives, of which one obtained a smaller volume. The results indicate that the stirrup geometry is essential to achieve the optimal design that meets the stability conditions.

KEYWORDS:

Engineering, structure, bridge, abutment, optimization, sizing, design.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	13
1.2. GENERALIDADES.....	13
1.3. ANTECEDENTES	14
1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	15
1.5. JUSTIFICACIÓN	17
1.6. OBJETIVOS	18
1.6.1. <i>Objetivo general</i>	18
1.6.2. <i>Objetivos específicos</i>	18
2. MARCO TEÓRICO	18
2.1. PUENTES	18
2.1.1. <i>Partes constructivas de un puente</i>	19
2.1.2. <i>Clasificación</i>	21
2.1.3. <i>Estudios para el diseño del puente</i>	24
2.2. ESTRIBOS DE LOS PUENTES	28
2.2.1. <i>Elementos:</i>	29
2.2.2. <i>Clasificación de estribos de puentes</i>	29
3. METODOLOGÍA.....	36
3.1. <i>Análisis de diseño</i>	36
3.2. ESTABILIDAD.....	40
3.2.2. <i>Presiones de contacto</i>	42
3.3. ALTERNATIVAS PARA CUMPLIR CON LA ESTABILIDAD.....	45
3.4. EMPUJE DE TIERRAS	46
○ <i>Ecuación de Rankine</i>	50
3.5. EFECTOS DINÁMICOS PRODUCIDOS POR SISMOS	51
3.6. PREDISEÑO	54
3.7. COMBINACIONES DE CARGAS.....	55
3.8. CARGAS DE DISEÑO.....	56
3.8.1. <i>Cargas permanentes</i>	56
3.8.2. <i>Cargas transitorias</i>	57
3. RESULTADOS	57
3.1. ÁREA DE ESTUDIO	57
3.2. INFORMACIÓN DEL PROYECTO.....	58
3.3. RESUMEN DEL PROYECTO	58
3.4. ANTECEDENTES DEL PROYECTO.....	59
3.5. OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	59
3.5.1. <i>Objetivo general:</i>	59
3.5.2. <i>Objetivos específicos:</i>	59
3.6. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE IMPLANTACIÓN.....	59
3.7. RUTINA DE EXCEL	61
3.8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	61
3.9. PROCEDIMIENTOS.....	62
3.9.1. <i>Determinar el centroide de la sección transversal</i>	62
3.9.2. <i>Predimensionamiento</i>	63
3.9.3. <i>Determinar el peso del tablero</i>	65
3.9.4. <i>Cargas vivas sin impacto sobre el estribo</i>	66
3.9.5. <i>Obtención del peso propio del estribo</i>	68

3.9.6. <i>Obtención de los momentos producidos por las cargas de la superestructura con respecto al punto A</i>	70
3.9.7. <i>Cálculo de empuje de tierra sobre el estribo</i>	71
3.9.8. <i>Flotación</i>	76
3.9.9. <i>Fuerza longitudinal de frenado</i>	77
3.9.10. <i>Determinación de las fuerzas sísmicas</i>	78
3.0.11. <i>Revisión de estabilidad del estribo</i>	80
3.10. <i>Optimización</i>	93
3.10.1. <i>Primera optimización</i>	93
3.10.2. <i>Segunda optimización</i>	117
3.10.3. <i>Tercera optimización</i>	141
4. CONCLUSIÓN	165
5. BIBLIOGRAFÍA	167
7. ANEXOS	174

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores de Φ y γ (Das & Gonzáles, 2001)	38
Tabla 2. Coeficientes de zona sísmica (NEC,2015)	53
Tabla 3. Localidad de la implantación del proyecto.....	59
Tabla 4. Coeficientes γ y β para AASHTO STANDARD 2002.....	61
Tabla 5. Peso muerto generado por el tablero en el Estribo sin optimizar.	66
Tabla 6. Geometría del estribo sin optimizar con sus respectivos brazos de palanca.	69
Tabla 7. Intensidad sísmica en Cantón Urdaneta (NEC, 2015)	72
Tabla 8. Geometría del estribo-Optimización 1 con sus respectivos brazos de palanca	98
Tabla 9. Geometría del estribo-Optimización 2 con sus respectivos brazos de palanca	122
Tabla 10. Geometría del estribo-Optimización 3 con sus respectivos brazos de palanca	146
Tabla 11. Comparativa de Volúmenes de hormigón	165

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes CIV 312. (Ramírez Coria & León Avila, 2010).	19
Figura 2. Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes CIV 312. (Ramírez Coria & León Avila, 2010).	21
Figura 3. Figura 3. Mapa de intensidades sísmicas del Ecuador obtenido de la NEC(2015).....	28
Figura 4, Elementos de un estribo (Zotar & Aníbal, 2014).	29
Figura 5. Estribos- Muros de Gravedad (Torres Belandria, 2008).	30
Figura 6. Estribo-Muro en voladizo (Torres Belandria, 2008).	31

Figura 7. Estribo-Muro con contrafuerte (Torres Belandria,2008).....	32
Figura 8. Estribo Silleta (Zotar & Aníbal, 2014).....	32
Figura 9. Estribo de estructura continua (Zotar & Aníbal, 2014).....	33
Figura 10. Variedades de aletas en estribos cerrados (Zotar & Aníbal,2014).....	34
Figura 11. Estribo abierto (Victor Yopez, 2015).	35
Figura 12. Estribo Recto (Vela Oñate,2013).	35
Figura 13. Estribo con alas en ángulo (Vela Oñate, 2013).....	36
Figura 14. Estribo en forma de U (Vela Oñate, 2013).....	36
Figura 15. Componentes que genera una partícula.....	37
Figura 16. Muro de contencion lateral de tierras (Torres Belandria, 2008).	38
Figura 17. Expansión del relleno en dirección horizontal que dan lugar al empuje activo (Torres Belandria, 2008).	39
Figura 18. Empuje activo de Tierras (Torres Balandria, 2008).....	39
Figura 19. Empuje de reposo (Torres Belandria, 2008).....	40
Figura 20. Presión de contacto entre el muro y el suelo de cimentación (Torres Belandria, 2008).....	44
Figura 21. Muro de contención con dentellón en la base (Torres Belandria,2008).	46
Figura 22. Empuje total de reposo.	48
Figura 23. Ejes ortogonales de deformación.....	49
Figura 24. Empuje activo total sobre el muro.....	51
Figura 25. Empuje activo dinámico sobre el muro.	54
Figura 26. Apoyo didáctico para dimensionamiento del Estribo.....	54
Figura 27. Visualización de la ubicación del área de estudio tomada de Google Maps (2019).	58
Figura 28. Estribo del puente ubicado sobre La Albarrada (SERCOP, 2018).....	60
Figura 29. Vista transversal de la superestructura del puente ubicado sobre el estero La Albarrada. Obtenido del Portal de Compras Públicas (SERCOP, 2018).	62
Figura 30. Dimensiones de estribo sin optimizar.....	63
Figura 31. Vista longitudinal del puente ubicado sobre el estero La Albarrada. Obtenido del Portal de Compras Públicas (SERCOP, 2018).....	66
Figura 32. Diagrama de esfuerzos del camión HS-MTOP sobre la losa.	67
Figura 33. Visualización del ancho tributario.....	67
Figura 34. Geometría del estribo sin optimizar dividida en áreas.	68
Figura 35. Carga de la superestructura sobre el estribo sin optimizar con respecto al punto A.....	70
Figura 36. Empuje activo sobre el estribo sin optimizar con respecto al punto A.71	
Figura 37. Visualización del ángulo de inclinación del paramento interior.	74
Figura 38. Empuje activo dinámico sobre el estribo sin optimizar con respecto al punto A.....	75
Figura 39. Visualización del nivel freático.	76
Figura 40. Fuerza de flotación con respecto al punto A.	76
Figura 41. Camión HS-MTOP sobre la losa del tablero (SERCOP, 2018).	77
Figura 42. Fuerza longitudinal de frenado sobre la losa.....	77
Figura 43. Fuerza sísmica inercial generada por el tablero sobre el estribo sin optimizar.	78

Figura 44. Diagrama de esfuerzos para la 1era condición del estribo sin optimizar.	82
Figura 45. Diagrama de esfuerzos para la 2da condición del estribo sin optimizar..	84
Figura 46. Diagrama de esfuerzos para la 3era condición del estribo sin optimizar.	86
Figura 47. Diagrama de esfuerzos para la 4ta condición del estribo sin optimizar	89
Figura 48. Diagrama de esfuerzos para la 5ta condición del estribo sin optimizar.	91
Figura 49. Diseño de estribo- Optimización 1.	93
Figura 50. Dimensiones-Optimización 1.	94
Figura 51. Geometría del estribo- Optimización 1.	97
Figura 52. Carga de la superestructura sobre el estribo- Optimización 1 con respecto al punto A	99
Figura 53. Empuje activo sobre el estribo- Optimización 1 con respecto al punto A.	100
Figura 54. Visualización del ángulo de inclinación del paramento interior.	101
Figura 55. Empuje activo dinámico sobre el estribo-Optimización 1 con respecto al punto A.	102
Figura 56. Visualización del nivel freático.	103
Figura 57. Fuerza de flotación con respecto al punto A.	104
Figura 58. Fuerza sísmica inercial generada por el tablero sobre el estribo- Optimización 1.	105
Figura 59. Diagrama de esfuerzos para la 1era condición del estribo-Optimización 1.	108
Figura 60. Diagrama de esfuerzos para la 2da condición del estribo-Optimización 1.	110
Figura 61. Diagrama de esfuerzos para la 3era condición del estribo-Optimización 1.	112
Figura 62. Diagrama de esfuerzos para la 4ta condición del estribo-Optimización 1.	114
Figura 63. Diagrama de esfuerzos para la 5ta condición del estribo-Optimización 1.	116
Figura 64. Diseño de estribo-Optimización 2.	117
Figura 65. Dimensiones-Optimización 2.	118
Figura 66. Geometría del estribo-Optimización 2.	121
Figura 67. Carga de la superestructura sobre el estribo- Optimización 2 con respecto al punto A.	123
Figura 68. Empuje activo sobre el estribo- Optimización 2 con respecto al punto A.	124
Figura 69. Empuje activo dinámico sobre el estribo-Optimización 2 con respecto al punto A.	126
Figura 70. Visualización del nivel freático.	127
Figura 71. Fuerza de flotación con respecto al punto A.	127
Figura 72. Fuerza sísmica inercial generada por el tablero sobre el estribo- Optimización 2.	129

Figura 73. Diagrama de esfuerzos para la 1era condición del estribo-Optimización 2.....	132
Figura 74. Diagrama de esfuerzos para la 2da condición del estribo-Optimización 2.....	134
Figura 75. Diagrama de esfuerzos para la 3era condición del estribo-Optimización 2.....	136
Figura 76. Diagrama de esfuerzos para la 4ta condición del estribo-Optimización 2.....	138
Figura 77. Diagrama de esfuerzos para la 5ta condición del estribo-Optimización 2.....	140
Figura 78. Diseño de estribo-Optimización 3.....	141
Figura 79. Dimensiones-Optimización 3.....	142
Figura 80. Geometría del estribo-Optimización 3.....	145
Figura 81. Carga de la superestructura sobre el estribo- Optimización 3 con respecto al punto A.....	147
Figura 82. Empuje activo sobre el estribo- Optimización 3 con respecto al punto A.....	148
Figura 83. Empuje activo dinámico sobre el estribo-Optimización 3 con respecto al punto A.....	150
Figura 84. Visualización del nivel freático.....	151
Figura 85. Fuerza de flotación con respecto al punto A.....	151
Figura 86. Fuerza sísmica inercial generada por el tablero sobre el estribo- Optimización 3.....	153
Figura 87. Diagrama de esfuerzos para la 1era condición del estribo-Optimización 3.....	156
Figura 88. Diagrama de esfuerzos para la 2da condición del estribo-Optimización 3.....	158
Figura 89. Diagrama de esfuerzos para la 3era condición del estribo-Optimización 2.....	160
Figura 90. Diagrama de esfuerzos para la 4ta condición del estribo-Optimización 3.....	162
Figura 91. Diagrama de esfuerzos para la 5ta condición del estribo-Optimización 2.....	164
Figura 92. Visualización del ángulo de inclinación del paramento interior.....	166

1. INTRODUCCIÓN

1.2. Generalidades

La ingeniería estructural puede definirse como la rama de la ingeniería civil aplicada a las leyes mecánicas utilizando el conocimiento científico que agrega nuevos conocimientos para planificar acciones de interés social usando criterios de optimización, esto quiere decir, un máximo aprovechamiento y seguridad a mínimo costo. Por lo tanto, esta ingeniería se basa en hallar de manera eficaz la forma estructural resistente (Alberto, 2016). Cuando se habla de obra civil se refiere al diseño, planificación y ejecución de todo tipo de estructuras y sistemas de infraestructura, que deberán cumplir con los parámetros mínimos de seguridad y calidad de toda construcción. Por consiguiente, la Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC” se encarga de regular los procesos que permiten el cumplimiento de las exigencias básicas de una construcción, especificando parámetros y procedimientos constructivos (Gomez Castillo, 2018). De esta manera, los requisitos establecidos por dicha norma para los proyectos y procesos constructivos son obligatorios, por lo que se deberán de observar las condiciones de los distintos gobiernos municipales (NEC, 2015).

Por otro lado, el origen de los puentes se remonta a la prehistoria debido a la necesidad del ser humano de atravesar arroyos o riachuelos. En la fecha actual, los puentes son unas de las estructuras construidas de manera más frecuente, puesto que el diseño de cada uno varía dependiendo de su función y naturaleza (de Hubeňak, 2015). El alcance técnico ha pasado de una simple losa a grandes puentes de varios kilómetros que unen ciudades y que tienen grandes capacidades de carga.

Por otra parte, los estribos o contrafuertes son estructuras que forman parte de un puente y están destinados a soportar el peso que ejerce el tablero, y los empujes y presiones que ejerce el suelo sobre él. Generalmente, cuando se diseñan estribos es satisfactorio dimensionar estas estructuras de manera que cumplan con las condiciones en cuanto a los factores de seguridad de deslizamiento, de volteo y de las presiones permitidas en el pie y el talón del estribo (Berrezueta Torres & Moscoso Tello, 2015). Si esta estructura cumple con los factores de seguridad se procede de forma normal.

1.3. Antecedentes

Los antecedentes de la investigación constituyen experiencias previas referidas al objeto de estudio. A continuación, se presentarán las investigaciones que de una u otra forma han representado aportes a la disciplina estudiada. En razón de lo anterior, se definen como antecedentes de una investigación a los estudios previos relacionados con los problemas planteados que tengan vinculación con el problema de estudio (Arias, 2012).

Previamente, en el año 2015 se realizó un estudio acerca del diseño óptimo de estribos abiertos de hormigón armado en puentes de carretera mediante optimización heurística que permite con algoritmos sencillos en tiempo razonable, resolver automáticamente problemas reales y complejos optimizando varios criterios de diseño, que deberán cumplir con sus funciones en relación del diseño estructural, constructibilidad y gestión ambiental (Henaó Mejía & Ibargüen, 2015).

Así mismo, es importante señalar que al momento de diseñar estribos para puentes vehiculares se han encontrado antecedentes aplicando los criterios de las

especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials “AASHTO”, conocida también como método de diseño por factores de carga y resistencia, explicando el análisis y diseño de los estribos basándose en los Métodos Elásticos y en los criterios de los Estados Límites en los que se ha identificado diferencias y similitudes generales entre los criterios de diseño. Por ello, se ha realizado un análisis de los resultados obtenidos considerando solicitaciones máximas y cantidad de refuerzo, con los que se concluyó aconsejable el diseño de los elementos de la infraestructura de un puente mediante el criterio de los estados límite (Vela Oñate, 2013).

1.4. Planteamiento del problema.

Los métodos de diseño convencionales para estribos de puentes son exactos, pero tienden a complicaciones, ya que toman un largo tiempo en desarrollarse debido a la cantidad de variables involucradas omitiendo la optimización del costo. Además, estos se aplican a la geometría única de la estructura que permite verificar su resistencia, pero no anticipan un diseño óptimo resistente; por lo tanto, esto se reduce a magnitudes, reglas, dimensionamientos generales y al conocimiento de mecanismos resistentes que no brindan dicho diseño, pero que permiten aproximarse a ello. Se define como diseño óptimo al dimensionamiento del estribo para lograr valores límites de seguridad contra el deslizamiento y el volteo.

La optimización de las estructuras se remonta al origen de la ingeniería estructural. Las estructuras como los estribos de los puentes tienen la función de soportar y resistir fuerzas, aunque sus cargas no se encuentren en reposo (Barrios, 2018). Dichas estructuras deben soportar y permitir el movimiento constante de

dichas cargas. De esta forma, a medida que la estructura de los puentes evoluciona, también se perfecciona la manera de diseñarlos, generando normas y criterios que deberá cumplir como con los parámetros de diseños especificado por las normas de la AASHTO y la NEC (Lazo Aguirre & Molina Robles, 2018)

Es importante mencionar, que los estribos en cantiliever se construyen siempre de hormigón armado, puesto que el hormigón simple no resiste a los esfuerzos a los cuales se encuentra normalmente sometido. El suelo ejerce presiones laterales sobre el estribo, por lo tanto, produce que reaccione en sentido opuesto, lo cual contribuye a un posible deslizamiento. Para evitar el deslizamiento, las normas AASHTO consideran en condiciones normales un factor de seguridad contra el deslizamiento de 2,0. De la misma manera, el empuje que ejerce el suelo de relleno produce momento, el cual tiende a voltear el estribo, debido a esto las normas antes mencionadas consideran en condiciones normales un factor de seguridad contra el volteo de 1,5; por ello, previo al diseño del estribo se determina la estabilidad al deslizamiento y al volteo (AASHTO, 2002).

El presente trabajo de grado pretende conseguir a través de un modelado e investigación la optimización del diseño de un estribo en cuanto a su dimensionamiento, para poder identificar las diferencias que genera la aplicación de este diseño óptimo y establecer recomendaciones que permitan obtener la mejor solución ingenieril desde los puntos de vista geométrico y estructural. Entre los resultados que se esperan se encuentran los siguientes: encontrar las variables correctas para lograr el modelado, la reducción del tiempo de calculo y la optimización del dimensionamiento que conlleva a la reducción de costos.

1.5. Justificación

Es importante mencionar que este trabajo de titulación, investiga únicamente estribos de puentes en cantiliever o en voladizo de cimentación no piloteada y la manera óptima de diseñarlos. Así mismo, la forma en la que se analizan los estribos previos al diseño se basa principalmente en encontrar satisfactoriamente si los factores de seguridad al deslizamiento, volteo y la relación de sollicitación versus la capacidad de los suelos. Sin embargo, para que el diseño del estribo sea óptimo los factores de seguridad deben de ser igual o mayor a los valores mínimos permisibles. La aplicación concreta de esta optimización reduce la cantidad de material; así como optimiza el diseño y la construcción, de esta manera ayuda a mejorar algo existente.

El modo de empleo se lo llevará a cabo utilizando el software Excel, reemplazando los datos de las variables pertinentes tales como: características del suelo, material de construcción, cargas externas a soportar, etc. Finalmente, el programa entrega las dimensiones óptimas del estribo a diseñar.

Atendiendo a las ideas antes señaladas, la presente investigación pretende profundizar las diversas alternativas ingenieriles basadas en un enfoque estructural. En razón de lo antes expuesto, la presente investigación busca exponer acerca de la mejor alternativa óptima a escoger para la satisfacción del diseño de estribos en cantiliever.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general.

- Determinar mediante un programa informático la obtención de un diseño óptimo de estribos en cantiliever.

1.6.2. Objetivos específicos.

- Reducir el volumen de hormigón en la construcción de los estribos en cantiliever.
- Disminuir el tiempo de análisis del diseño de los estribos en cantiliever.
- Reducir la presión que ejercen los estribos sobre el suelo.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Puentes

Los puentes son estructuras construidas para lograr rescatar un accidente geográfico u otro obstáculo similar que permita el acceso natural o artificial a personas, animales o vehículos (Henaó Mejía & Ibargüen, 2015). El diseño estructural de cada puente varía conforme a su función y a las propiedades geotécnicas del terreno sobre el que se va a construir, puesto que, al momento de realizar el análisis del diseño de un puente, la calidad del suelo donde se apoyará y la distancia que tendrá son de gran importancia para asegurar su vida útil (Seminario Manrique, 2012).

A lo largo de la historia se han aplicado numerosos tipos de diseños, que han sido influenciados por facilidad de disposición de materiales, el desarrollo de

técnicas, factores económicos, entre otros. En razón de lo anterior, se expondrá acerca de las partes constructivas de un puente mediante gráficos.

2.1.1. Partes constructivas de un puente

Los puentes fundamentalmente se conforman por dos partes constructivas, los cuales constan en: la superestructura y la infraestructura o también llamada subestructura.

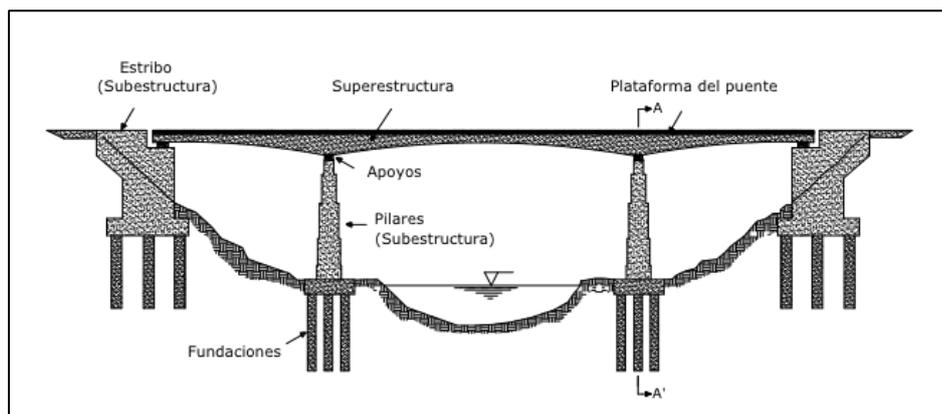


Figura 1. Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes CIV 312. (Ramírez Coria & León Avila, 2010).

2.1.1.1. Superestructura

La superestructura es la parte del puente en donde actúa la carga móvil, se encuentra conformada por el tablero el cual soporta directamente las cargas, la estructura portante y los accesorios del tablero que transmiten las cargas del mismo hacia los apoyos (Aguilera Chinchay, 2019). A continuación, se procederá a explicar brevemente cada uno de las partes antes mencionadas:

- Tablero: Componente con o sin superficie de rodamiento, capaz de soportar las cargas de ruedas en forma directa y a su vez se encuentra soportado por otros componentes (Nuñez Escobar & DT Vasco, 2015)
- Estructura portante: Como su nombre lo indica, es el componente estructural encargado de soportar el tablero y se apoya en sus extremos con

la infraestructura, por lo tanto, transmite las cargas que proceden del tablero a los estribos o pilas (Laurente Jiménez, Murga, & Giovanni , 2014)

- Accesorios del tablero: Son los elementos que proveen la funcionalidad al puente y brindan seguridad para vehículos y peatones (Ramírez Coria & León Avila , 2010).

2.1.1.2. Subestructura o infraestructura

Es considerado como el componente del puente que resiste directamente las cargas del tramo horizontal y se encarga de transmitir dichas cargas al suelo de cimentación (Aguilera Chinchay, 2019). Estos son:

- Pilares o pilas: Proveen apoyo intermedio y a su vez conducen los esfuerzos que produce la superestructura hacia la cimentación, estos elementos de apoyo son diseñados para resistir diferentes cargas. Los pilares pueden ser de hormigón o de acero, además su sección transversal podría ser constante o variable dependiendo de la altura del mismo. De la misma manera, pueden tener una sección hueca o llena según su constructibilidad y estética. Su clasificación consiste en: pilares-pared y pilares-columna (Nuñez Escobar & DT Vasco, 2015).
- Estribos: Brindan soporte a la superestructura, establecen la unión entre el terraplén y la superestructura. Son diseñados para resistir la carga de esta última, la cual se transmite a través del peso de la losa, los elementos de apoyo y las presiones en el suelo. Así mismo, se encuentran conformados por una losa de cimentación que transmite el peso de estos directamente al suelo. Además, la losa sirve de cubierta para el sistema de pilotes, muro

frontal y asientos del puente. Por último, estos contienen juntas de dilatación que se adecuan con los desplazamientos de la estructura (López, 2017).

- Cimentación: Esta se encuentra bajo el terreno de la superficie y se encarga de transmitir todas las cargas al suelo, su función principal es soportar las cargas de la estructura al terreno y ofrecer un sistema de apoyo estable. Al momento de que el suelo absorbe dichas cargas, este se contrae formando asentamientos (Gutierrez, 2014).

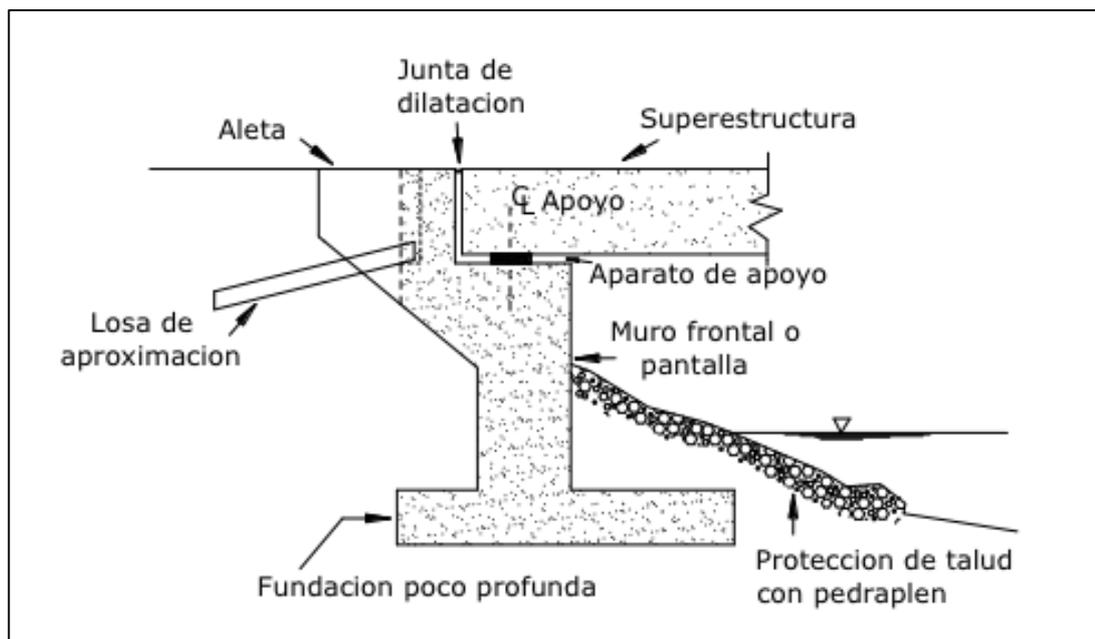


Figura 2. Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes CIV 312. (Ramírez Coria & León Avila, 2010).

2.1.2. Clasificación

Los puentes se clasifican según las características que presentan, las más comunes son:

a. Por su longitud:

- Puentes mayores: presentan luces mayores a los 50 metros.
- Puentes menores: presentan luces entre 10 y 50 metros.
- Puentes alcantarillas: presentan luces menores a 10 metros.

b. Por su servicio:

- Puentes ferroviarios.
- Puentes en pistas de aterrizaje.
- Puentes acueducto (paso de agua únicamente).
- Puentes para oleoductos.
- Puentes basculantes (en zonas navegables)
- Puentes parpadeantes (en cruces de navegación).
- Puentes peatonales.
- Puentes camineros.

c. Por su material:

- Puentes de madera.
- Puentes de mampostería.
- Puentes de hormigón ciclópeo.
- Puentes de hormigón simple.
- Puentes de hormigón pretensado.
- Puentes de hierro forjado.
- Puentes de acero.
- Puentes de aluminio
- Puentes de sección mixta.

d. Por su transmisión de cargas:

- Puentes de vigas.
- Puentes aporticados.
- Puentes de arco.
- Puentes en volados sucesivos.

- Puentes atirantados.
- Puentes colgantes.

e. Por su duración:

- Puentes definitivos.
- Puentes provisionales.

f. Por su geometría:

- Recto.
- Oblicuo.
- Curvo

g. Por su condición estática.

- **Puentes isostáticos**

Son aquellos puentes con tableros estáticamente independientes uno del otro, y de la misma manera, independientes de los apoyos que los soportan (Cañizares Puebla & Vergara Viteri, 2006).

Ventajas:

- Simplicidad en el análisis estructural.
- Metodología constructiva mas sencilla.
- Mejor adaptación a los suelos de baja calidad.

Desventajas:

- El peso de la estructura.
- No presenta buen comportamiento ante sismos.
- Salvan luces menores.

Clasificación:

- Puentes simplemente apoyados.

- Puentes continuos con articulaciones (Gerber).
- Puentes en arco (articulados).
- **Puentes hiperestáticos.**

A diferencia de los isostáticos, los puentes que poseen un sistema estructural hiperestático, son aquellos con tableros que dependen uno del otro de tal forma que se pueda establecer o no una dependencia entre tableros y apoyos (Cañizares Puebla & Vergara Viteri, 2006).

Clasificación:

- Puentes continuos.
- Puentes en arco.
- Puentes aporricados.
- Puentes isotrópicos o espaciales.
- Transición.

2.1.3. Estudios para el diseño del puente.

2.1.3.1. Estudios generales.

Entre los estudios básicos de campo a considerar se tiene los siguientes:

- **Estudios hidráulicos.** Determina el comportamiento hidráulico de los causes por la zona de estudio para comprobar la idoneidad del proyecto.
- **Estudios de suelos.** Se debe realizar para determinar las características del suelo y establecer los parámetros de diseño para la cimentación.
- **Estudios topográficos.** Examina la superficie del terreno en el que se implantará el proyecto constructivo para determinar la altimetría y planimetría relevante del sitio.

- **Estudios ambientales.** Es necesario realizarlos previo al inicio del proyecto para identificar el impacto que podría llegar a tener en el entorno.

- **Estudios estructurales.** Se utilizan los datos de los estudios realizados en el campo, y considerando las normas de diseño y el calculo del análisis estructural se cuantifica el proyecto constructivo.

2.1.3.2. Diseño y planificación.

Se deberá tomar algunas consideraciones y estudios básicos para delimitar el diseño de la estructura. Entre las consideraciones básicas tenemos:

- **Funcionabilidad.** Toma en cuenta la función de la estructura y la ubicación para dar una solución satisfactoria.

- **Seguridad.** Es un factor de gran importancia en el que se considera la seguridad vial, estructural y constructiva.

- **Constructibilidad.** Considera la metodología, maquinaria, disponibilidad de materiales, mano de obra y vías de acceso que permitan el desarrollo eficaz del proyecto constructivo.

- **Economía.** Incluye gastos previos en cuanto a la estructura y considera futuros gastos proyectados para el puente. En el costo total del proyecto deberán incluirse el costo inicial y el costo de mantenimiento.

- **Estética.** Toma en cuenta la estética de su medio y armoniza con el entorno. La estructura debe tener simplicidad en su forma y demostrar resistencia, pero sin dejar a un lado la elegancia de su geometría (Cuenca Jaramillo & Vargas Paz, 2017).

Posteriormente, se realiza la planificación preliminar del proyecto en base a: propiedades del terreno, solicitudes de diseño, volumen de tráfico y disponibilidad de recursos.

2.1.3.3. Elección del sitio.

Los puentes que no tienen relación con el paso de ríos son relativamente simples puesto que no consideran los estudios hidráulicos para su diseño. Se debe tomar en cuenta que el sitio en donde vaya a estar ubicado el puente ofrezca apropiadas alineaciones en el plano horizontal y vertical. Además, el suelo del terreno deberá ser lo suficientemente resistente para garantizar la estabilidad de la estructura (Ramírez Coria & León Avila , 2010).

2.1.3.4. Ubicación del puente

Para lograr la ubicación correcta del puente influyen varios factores como:

- Dimensionamiento
- Proceso constructivo
- Localidad
- Comportamiento estructural
- Economía
- Estética

2.1.3.5. Condición del sitio

Una vez identificado el sitio para la ubicación del puente se deben realizar los estudios geotécnicos, hidráulicos y ambientales, para determinar las propiedades características del lugar en donde se construirá el proyecto. Estos estudios y sus condiciones variarán dependiendo la zona del sitio de implantación de la estructura.

2.1.3.6. Nivel del agua

Se incluye la media anual, las crecientes máximas y las crecientes mínimas, además de la velocidad de la corriente en la crecida del caudal (Hernández & Burbano, 2006). El nivel del agua se puede clasificar en:

- NAME: Nivel de aguas máximas extraordinarias.
- NAM: Nivel de aguas máximas.
- NAO: Nivel de aguas ordinarias.
- NAM: Nivel de aguas mínimas.

2.1.3.7. Estudios de geotécnicos.

Los estudios geotécnicos, deben contener los informes previos de los movimientos de tierra. Estos son parte importante del proceso necesario para el diseño y construcción de la infraestructura. La exploración de los suelos debe brindar suficiente información para analizar la estabilidad y el asentamiento de la cimentación con respecto a las propiedades físicas del suelo, las propiedades del material granular, topografía del terreno y el nivel freático del agua (Gavande, 1991).

2.1.3.8. Riesgo por sismos

Consiste en la probabilidad de ocurrencia de que un sismo cause pérdidas o daños dentro de un lugar y tiempo determinado. En el riesgo se incluyen los posibles efectos de amplificación, vulnerabilidad de las edificaciones y posibles pérdidas. Así mismo, este es producido por sismos, dependerá de la cantidad e importancia de las obras que se encuentren localizadas en el lugar. Cabe mencionar, que Ecuador se encuentra localizado en una región sísmica que a su vez limita con las zonas

fronterizas de Perú y Colombia donde el peligro potencial sísmico es muy alto (Cárdenas & Aníbal, 2016).

El Ecuador se divide en 6 zonas sísmicas, las cuales se caracterizan por el factor Z de la zona. Todo el territorio ecuatoriano se encuentra catalogado con zona sísmica alta, especialmente la zona del litoral ya que es muy alta, excepto la zona nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia (NEC, 2015). De esta manera, se puede observar que el riesgo sísmico en las ciudades del Ecuador varía considerablemente de un lugar a otro con ayuda del mapa de intensidades sísmicas que nos facilita la NEC:

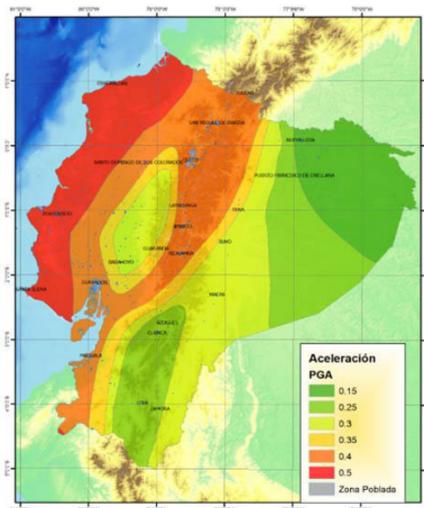


Figura 3. Mapa de intensidades sísmicas del Ecuador obtenido de la NEC(2015)

2.2. Estribos de los puentes

Los estribos de puentes son estructuras que tienen la función de servir de apoyo en los extremos del puente, además sirven para contener los terraplenes y los empujes de tierra a los que se encuentran sometidos. Así mismo, son la combinación de un muro de contención y una zapata que soporta la superestructura del puente, transmitiendo las cargas al suelo de cimentación y conteniendo el relleno de tierra.

La función de ellos, es que sirven de estructura protectora en contra de la erosión en el caso de los puentes situados sobre causas de agua (Zotar & Aníbal, 2014).

2.2.1 Elementos:

1. Viga de apoyo
2. Espaldón
3. Muro de Alas
4. Columnas
5. Cimentación
6. Dados de apoyo
7. Eje de apoyo
8. Muro de cierre laterales
9. Muro de contención

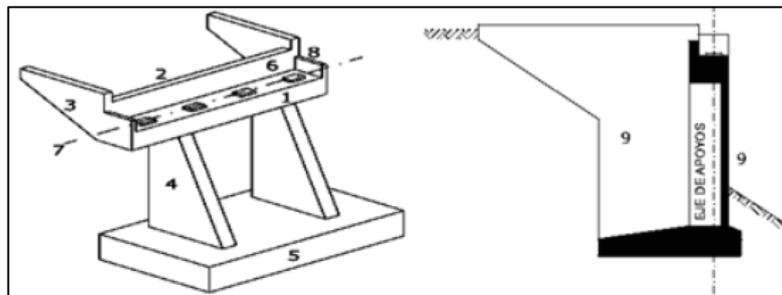


Figura 4, Elementos de un estribo (Zotar & Aníbal, 2014).

2.2.2. Clasificación de estribos de puentes.

2.2.2.1. Por su esquema estático

- **Estribos-Muros de gravedad**

Se consideran como estribos tipo muro, aquellos construidos generalmente de hormigón ciclópeo, mampostería de piedra, no obstante, en ciertos casos se les proporciona una pieza de hormigón armado en la parte superior, aunque

generalmente debido a sus grandes dimensiones, no requieren esfuerzos. Su gran masa resiste los empujes mediante su propio peso y tiene el objetivo de soportar la superestructura y de distribuir las cargas.

Estos suelen ser económicos para alturas inferiores a los 5 m. La longitud de la base se encuentra entre $0.4 H$ a $0.7 H$ con respecto a la altura y esta debe ser angosta pero lo bastante ancha para brindar estabilidad, y para transmitir presiones de contacto que no sean mayores a las máximas admisibles (Torres Belandria, 2008)

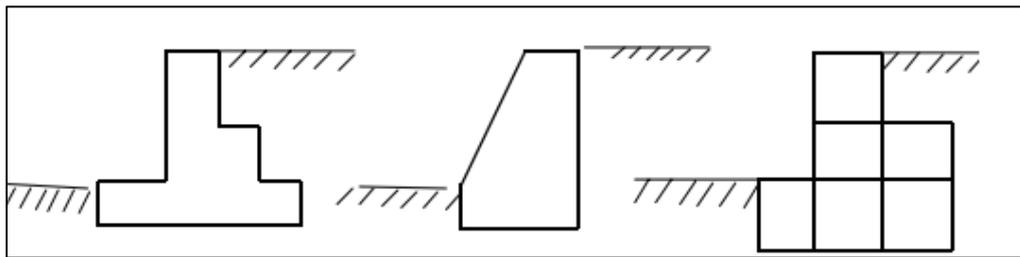


Figura 5. Estribos- Muros de Gravedad (Torres Belandria, 2008).

▪ **Estribos-Muros en voladizo**

Estos muros tienen la característica de soportar la fuerza del empuje de tierra a través de la acción en voladizo de una zapata que se encuentre empotrada perpendicularmente a una losa horizontal (Román, 2019). Estos estribos son generalmente económicos para alturas inferiores a los 10 m. Usualmente tienen forma de una T, la cual consigue su estabilidad debido a la longitud de la zapata, de manera que la tierra situada sobre el talón, imposibilita el volteo y aploma el muro incrementando la fricción del suelo contra la base, mejorando la seguridad al deslizamiento.

Los estribos en voladizo son diseñados para soportar la presión de tierra, por lo tanto el agua deberá eliminarse mediante sistemas de drenaje (Yañez, 2008).

Generalmente, la pantalla de estos muros son delgadas, su espesor esta alrededor de $1/10$ de la altura de la estructura, y a su vez depende de las fuerzas y momentos producidos por el empuje de tierras. El espesor del espaldón deberá ser lo suficientemente grande para posibilitar la colocación del hormigón fresco, por lo tanto, se emplean valores entre los 0.20m y 0.30m (Paccini Sánchez, 2018).

El grosor de la base depende de la posición de la pantalla sobre esta, si la dimensión del pie es $1/3$ del ancho de la base, entonces el grosor usualmente esta entre $1/8$ a $1/12$ de la altura (Zavala Córdoba, 2017).

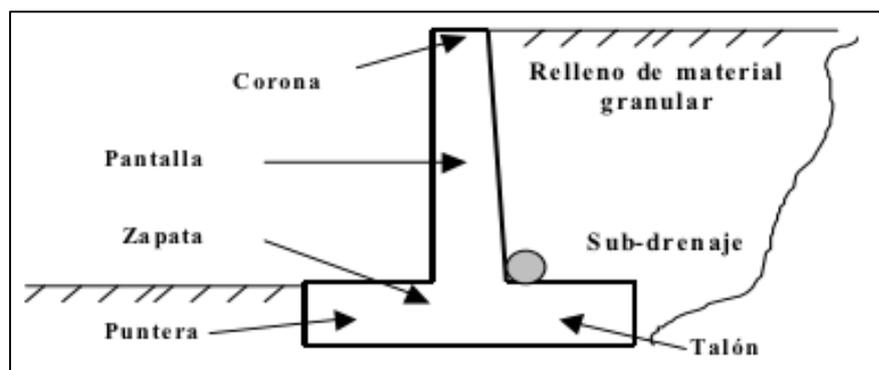


Figura 6. Estribo-Muro en voladizo (Torres Belandria, 2008).

▪ **Estribos-Muros con contrafuertes**

Los estribos con contrafuertes son muros de hormigón armado económicos para alturas superiores a 10 metros. Los contrafuertes son las uniones que se encuentran entre la pantalla y la base. La pantalla soporta los empujes, la cual trabaja como una losa continua que se apoya en los contrafuertes, estos últimos se pueden posicionar en la cara interior estando en contacto con la tierra o en la exterior de la pantalla, donde no conviene de forma estética (Gómez & Estructuras, 2013). Así mismo, estos muros son la evolución de los muros en voladizo, puesto que al incrementar la altura del muro también lo hace el grosor de la pantalla, de tal forma que es reemplazado por los contrafuertes.

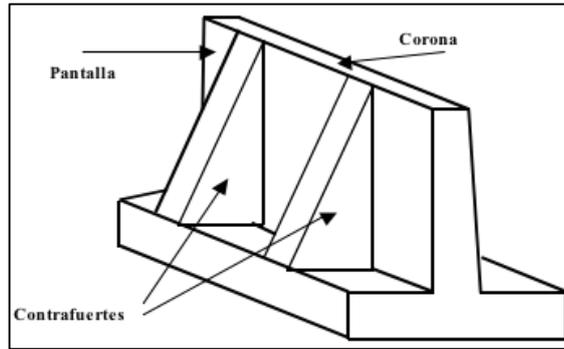


Figura 7. Estribo-Muro con contrafuerte (Torres Belandria,2008).

2.2.2.2. Por sus características específicas.

- **Estribos Silleta**

Se les denomina también “Viga cargadero”, estas estructuras se utilizan cuando el suelo de cimentación es de buena calidad y se construyen estructuras como terraplenes estables con talud natural o en suelos mecánicamente estabilizados. Estas estructuras son fáciles de construir, puesto que se elimina la dificultosa compactación del suelo de relleno. Cabe mencionar, que su construcción se efectúa después de que el terraplén de acceso al puente alcance su último nivel (Valencia Peralta, 2018).

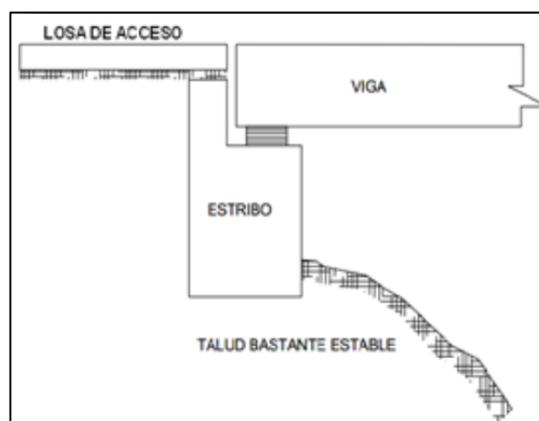


Figura 8. Estribo Silleta (Zotar & Anibal, 2014).

- **Estribos de estructura continua**

Estos estribos poseen una viga dintel o cabezal que esta soportada por columnas o contrafuertes que se extienden por encima del nivel natural del terreno o por un conjunto de pilotes-columnas, localizados debajo del terreno. En general, esta clase de estribos son construidos previo a efectuar el relleno del terraplén para el acceso hacia el puente, y se utilizan cuando se necesita transmitir las cargas al suelo de cimentación mas profundo (Zotar & Aníbal, 2014). Estas estructuras presentan dificultad al momento de la compactación del suelo que se encuentra alrededor de las columnas y del cabezal.

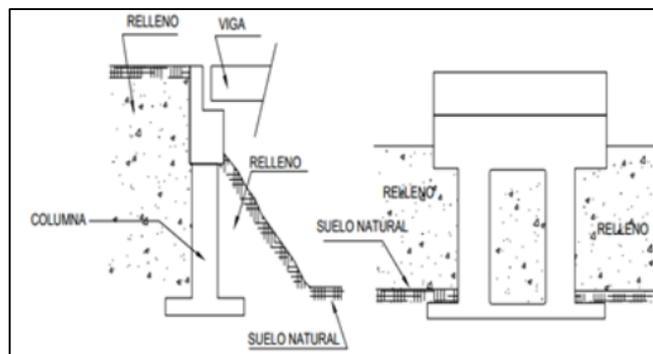


Figura 9. Estribo de estructura continua (Zotar & Anibal, 2014).

2.2.2.3. *Por su contención al derrame*

- **Estribos cerrados**

Estas estructuras se encuentran formadas por muro - pantallas de contención de suelo frontal y lateral, loscuales evitan el acceso de los terraplenes al puente. Estos presentan una estructura mucho mas costosa, pero disminuye el costo final del puente al reducir la luz del tablero (Ivars, 2016). Este tipo de estribos son utilizados frecuentemente cuando se necesita garantizar un galibo cuando existe una vía inferior o cuando se encuentran situados sobre el cauce de una avenida. Además, pueden ser fundidos de manera monolítica con la superestructura o estar unidos

mediante apoyos (Grases, 1987). Este tipo de estribo cerrado se puede diseñar con diversas disposiciones de aletas:

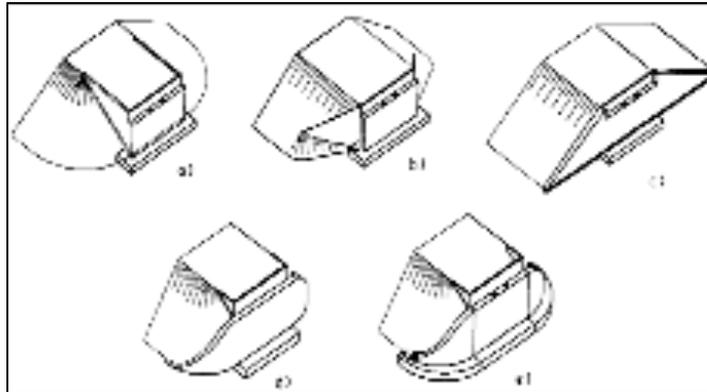


Figura 10. Variedades de aletas en estribos cerrados (Zotar & Anibal, 2014)

▪ **Estribos abiertos**

Estos están formados por la viga dintel y las columnas que lo sostienen, que al mismo tiempo se encuentran apoyados en una cimentación superficial o piloteada. Cuando se coloca el terraplén, este se esparce entre las columnas, lo cual forma un talud con una pendiente perpendicular a la estructura, limitada al tipo de protección que se utilice.

Los estribos abiertos requieren un tablero mas largo, ya que se necesita horizontalmente una distancia adicional a cada lado para facultar el desarrollo del esparcimiento del talud sin afectar la zona útil del puente. Por otro lado, el empuje de tierras varía en función de la distancia que exista entre pilares.

Cuando la distancia entre pilares es pequeña, genera un efecto de arco en el terreno que luego produce un empuje igual al de un estribo cerrado. De tal forma, a medida que la distancia aumenta, el empuje disminuye, actuando solo una parte en el ancho efectivo de las columnas, y otra parte sobre la viga dintel y las pantallas de cierre.

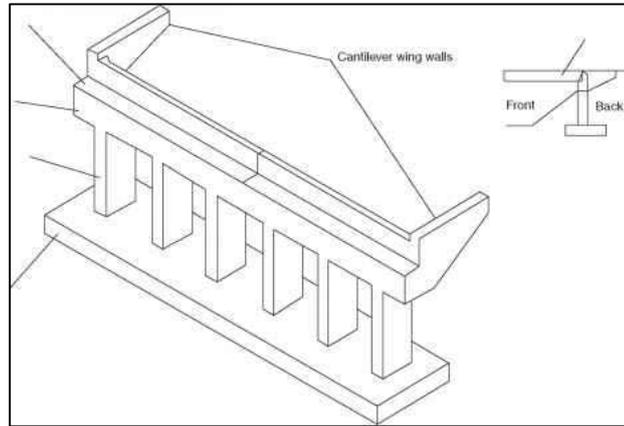


Figura 11. Estribo abierto (Victor Yopez, 2015).

2.2.2.4. Según la posición de las alas del muro.

- **Estribos rectos**

Se encuentra conformado por el estribo y dos muros de alineados, de tal manera que conforman una pared plana paralela a la dirección del obstáculo que atraviesa el puente (Arenas & Aparicio, 1984).



Figura 12. Estribo Recto (Vela Oñate, 2013).

- **Estribos con alas en ángulo**

Estos estribos poseen muros de ala que poseen un ángulo de 30° a 45° con respecto a la estructura, este ángulo varía dependiendo de las características topográficas del terreno, puesto que de esta manera el estribo resiste mejor el suelo

de relleno que se ha colocado en la zona posterior de la estructura (Vela Oñate, 2013).

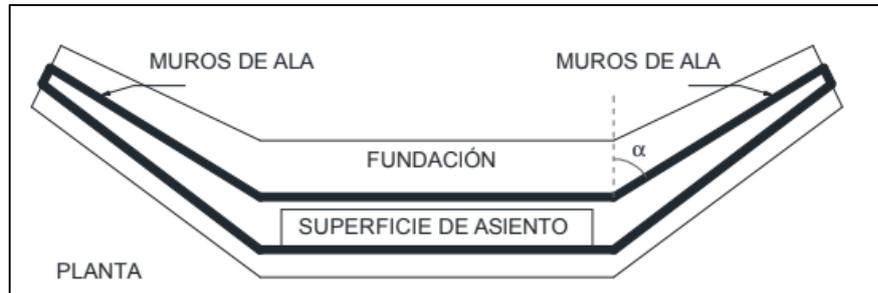


Figura 13. Estribo con alas en ángulo (Vela Oñate, 2013).

▪ Estribos en forma de U

Los muros de ala de este estribo son paralelos al eje longitudinal del puente que forma un ángulo de 90° con respecto al cuerpo de la estructura. Es recomendable la colocación de una junta de dilatación para el efecto (Vela Oñate, 2013).

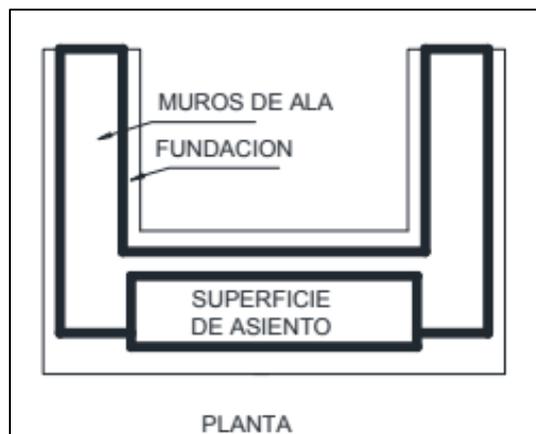


Figura 14. Estribo en forma de U (Vela Oñate, 2013).

3. METODOLOGÍA

3.1. Análisis de diseño

3.1.1. Fundamentos considerados

El volumen de tierras, que se supone sin cohesión, esparcido sobre el plano horizontal, adquiere un estado de equilibrio que determina el ángulo de fricción

interna del suelo Φ . Las partículas se desplazan a través del talud entre los puntos A y B, que indica la inclinación límite, de la cual la partícula no se mantiene en equilibrio.

En la siguiente figura, podemos visualizar un volumen de tierras y las fuerzas que genera la partícula, la cual se considera un objeto de peso P que yace en el talud. La componente debido al talud es igual a: $P \cdot \text{SENO} \Phi$, y se define el estado de equilibrio que existe entre la componente y la fricción, que se produce por el efecto de la componente normal con respecto al talud: $P \cdot \text{COSENO} \Phi$, al moverse la partícula (Baver, Gardner, & Gardner, 1973).

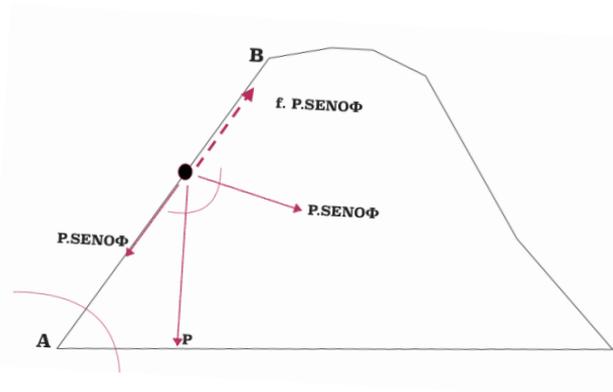


Figura 15. Componentes que genera una partícula.

Si denominamos f como el coeficiente de fricción del suelo, entonces la fuerza de fricción producida por el peso P de la partícula que se encuentra en dirección de A hacia B, sería $f \cdot P \cdot \text{COSENO} \Phi$. En equilibrio es:

$$P \cdot \text{SENO} \Phi = f(P \cdot \text{COSENO} \Phi)$$

$$f = \text{Tan } \Phi$$

Entonces, la fricción interna del suelos es igual a la tangente del ángulo del talud. El peso específico γ de los suelos y el ángulo Φ de fricción interna, varían dependiendo del tipo de suelo (Graux, 1975).

Tabla 1. Valores de Φ y γ (Das & Gonzáles, 2001)

Clase de Material	ϕ	γ (T/m ³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.800
Arena seca	35°	1.600
Arena húmeda	40°	1.800
Arena saturada	25°	2.000
Gravilla seca	35° a 40°	1.850
Gravilla húmeda	25°	1.860
Grava de cantos vivos	45°	1.800
Cantos rodados	30°	1.800

De acuerdo a la Figura 16, si se llegara a proporcionar al terreno un talud superior que el ángulo Φ , se deberá evitar que se derrumbe, situando un muro de contención como soporte para el suelo. La clase de empuje producido sobre el muro estará condicionado por su deformabilidad. Debido a la interacción que exista entre el muro y el terreno, pueden suceder deformaciones que sean casi nulas hasta grandes desplazamientos que permitan que falle el suelo (Gómez & Estructuras, 2013).

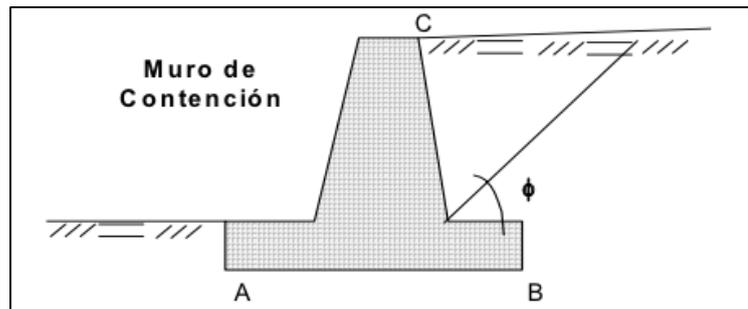


Figura 16. Muro de contención lateral de tierras (Torres Blandria, 2008).

Si el muro cede, el relleno se expande de forma horizontal, dando lugar a fuerzas cortantes en el suelo, con esto las presiones laterales producidas por la tierra sobre la espalda del muro se reducen de manera progresiva y se acercan al valor límite inferior (Figura 17), denominado empuje activo de tierras (Torres Blandria, 2008).

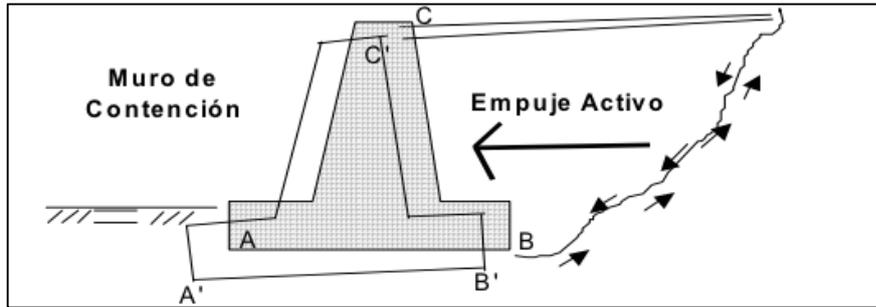


Figura 17. Expansión del relleno en dirección horizontal que dan lugar al empuje activo (Torres Balandria, 2008).

Si el muro ejerce presión de forma horizontal hacia el relleno, la tierra comprimida horizontalmente produce un incremento en su resistencia hasta llegar a su valor límite superior, denominado empuje pasivo de tierras (Jara Mori, 2008). Por último, cuando los movimientos del muro dan lugar a uno de estos valores límites, el relleno falla por cortante (Figura 18).

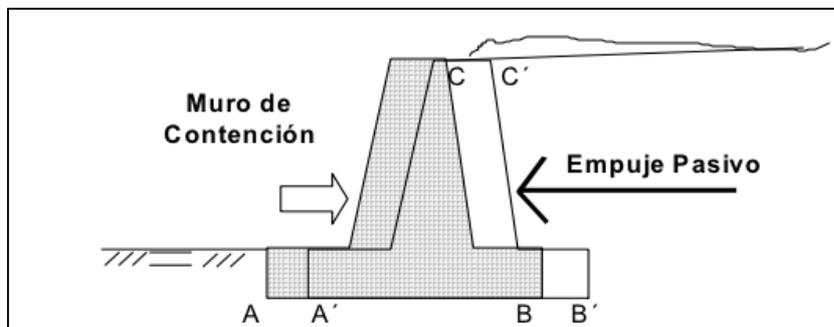


Figura 18. Empuje activo de Tierras (Torres Balandria, 2008).

Cuando el muro es tan rígido que no permite que se produzca ningún desplazamiento, las partículas del suelo no logran desplazarse, confinadas y sometidas a una misma fuerza de compresión, dando lugar a un estado denominado empuje de reposo de tierra (Oyarzum, 2004). Ver Figura 19.

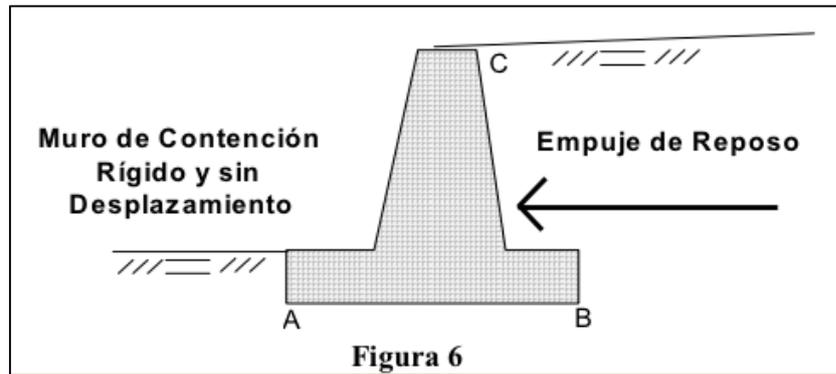


Figura 19. Empuje de reposo (Torres Belandria, 2008).

Como se aprecia, los empujes de tierra están relacionados con la movilidad del muro. Por lo tanto, depende de la interacción que exista entre el muro y el terreno para que se desarrollen los diferentes empujes.

3.2. Estabilidad

El análisis de la estructura considera la obtención de las fuerzas que actúan sobre la cimentación con el fin de estudiar la estabilidad (Tapia Solórzano, 2019). La fuerza que produce el peso de la estructura acciona en el centro de gravedad de la sección, y se calcula dividiendo dicha sección en áreas de geometría conocida.

El diseño empieza normalmente seleccionando dimensiones tentativas, para después verificar el cumplimiento de la estabilidad de ese dimensionamiento. Si la estructura posee altura constante, se la analiza como si tuviera longitud unitaria y de no ser satisfactoria, se cambian sus dimensiones y se realizan nuevamente las verificaciones necesarias hasta obtener la resistencia y estabilidad solicitada (Montoya Orozco, 2009).

En estas estructuras pueden suceder fallas en pertas individuales por su baja resistencia a las fuerzas actuantes. Para contrarrestar esa posibilidad, se necesita

calcular los espesores requeridos para soportar los momentos y fuerzas cortantes (González Cuevas, 2007).

3.2.1. *Esfuerzos admisibles*

Las estructuras se diseñan para obtener en sus secciones una resistencia superior o igual a la requerida R_s , que se calcula para las cargas y condiciones de servicio dadas por las combinaciones que estipulen las normas (Benjumea, Chio, & Maldonado, 2010). Para el método de los esfuerzos admisibles, se reduce la resistencia nominal dividiendo por el factor FS de seguridad especificado por las normas.

$$R_s \leq R_{adm}$$

$$R_{adm} \leq \frac{R_n}{FS}$$

Donde,

R_n = Resistencia nominal, es en función de las propiedades mecánicas de los materiales y su geometría.

R_{adm} = Resistencia admisible.

3.2.2. **Estabilidad al volteo y deslizamiento**

Al factor de seguridad al volteo FS_v se lo conoce como la relación entre los momentos estabilizantes M_e , que se producen por el peso propio de la estructura más el relleno de tierra situado encima del talón de la misma y los momentos de volteo M_v , producidos por los empujes de tierra (Tapia Solórzano, 2019). De acuerdo con la NEC-15 en su capítulo “Geotecnia y Cimentaciones” el valor del factor de seguridad para el volteo debe ser mayor o igual a 2,0.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 2,0$$

Así mismo, al factor de seguridad al deslizamiento FS_d se lo conoce como la relación entre los esfuerzos resistentes y los actuantes, el cual debe ser mayor o igual a 1,5 (NEC, 2015).

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,5$$

$$F_r = \mu(R_v + E_v) + c' * B + E_p$$

$$\mu = \tan \delta$$

$$c' = (0,5 \text{ a } 0,7) * c$$

Donde,

F_r : fuerza de roce

E_h : componente horizontal del empuje

R_v : resultante de las fuerzas verticales

B: ancho de la base del muro de contención

c' : coeficiente de cohesión modificado

c: coeficiente de cohesión del suelo de cimentación

E_p : empuje pasivo

μ : coeficiente de fricción entre el suelo y el muro

δ : ángulo de fricción entre el suelo y el muro.

3.2.2. Presiones de contacto

La capacidad admisible de cargas σ_{adm} del suelo de cimentación deberá ser mayor que la presión de contacto σ_{max} transmitido a los suelos por el muro, para las combinaciones de cargas:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

En los muros, para que toda la base quede teóricamente sometida a compresión, la fuerza que resulta de la presión del suelo proveniente al sistema de cargas debe

quedar en el tercio medio. De lo anterior, podemos mencionar que no se deberá sobrepasar la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad e_x de la resultante del esfuerzo vertical R_v , que se mide desde el centro de la base B de dichos muros, no deberá sobrepasar del sexto del ancho de esta base.

Por lo tanto, si dicha excentricidad excede del sexto del ancho de la base, la presión máxima sobre el suelo se deberá recalcular, ya que no habrá compresión en la base. En esta circunstancia el diagrama de presiones será triangular, y es aceptable que haya redistribución de presiones de tal manera que la resultante R_v coincida con el centro de gravedad de la presión triangular (Das & González, 2001).

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right)$$
$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

Donde,

X_r es la posición de la resultante que se mide desde el extremo inferior del borde del pie del muro.

Es buena practica conseguir que la fuerza resultante este situada dentro del tercio medio, puesto que las presiones de contacto son mas uniformes, reduciendo el efecto de asentamiento diferencial entre el pie y el talón (Torres Belandria, 2008).

Ver Figura 20.

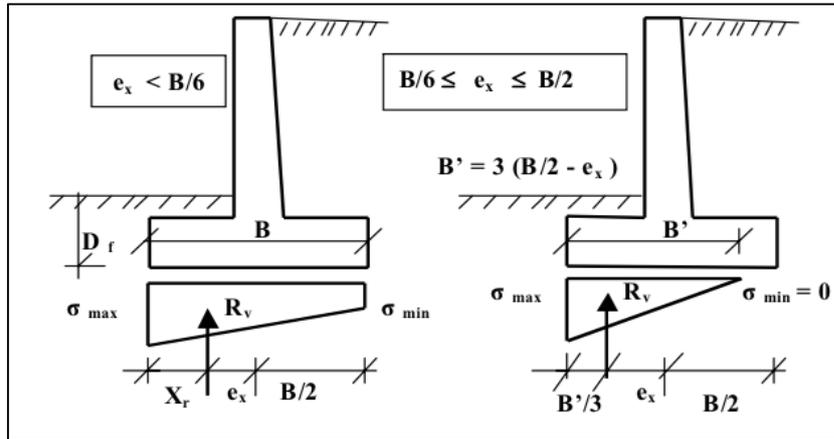


Figura 20. Presión de contacto entre el muro y el suelo de cimentación (Torres Belandria, 2008).

Existen dos criterios útiles para dimensionar la base:

1. La excentricidad de la resultante, que se mide con respecto al centro de la base, no puede exceder el sexto de la misma.
2. La presión de contacto máxima entre el muro y el suelo de cimentación, no puede exceder la capacidad de carga del suelo.

La norma AASHTO ESTANDAR 2002 recomienda que la profundidad de cimentación D_f , no será menor de 0,60 m en suelo sólido, en excelentes condiciones y seguros. Y en terrenos con inclinación D_f no deberá ser menor de 1,20 m (AASHTO, 2002).

La base se debe encontrar por debajo de la zona de cambios de volúmenes generados por las variaciones en la humedad del terreno, en especial si existen arcillas de tipo expansivas. Muchas veces se necesita realizar cimentaciones a profundidades mucho mayores que los valores mínimos, donde el suelo tenga una capacidad de carga apropiada para soportar las presiones de contacto producidas por el muro (Prada, Ramos, Solaque, & Caicedo, 2011).

Los sismos ejercen cargas dinámicas de duración corta a la cimentación, las altas deformaciones asociadas a esta clase de cargas, pueden provocar efectos que alteren

la resistencia al corte. Generalmente, la resistencia a la fuerza por corte incrementa con el esfuerzo que ejerza de la carga, por lo cual la capacidad admisible es mayor para las cargas dinámicas que para las estáticas, esta cualidad puede usarse en el análisis y en el diseño de los muros cuando se apliquen cargas sísmicas (López Moreno, 2010).

3.3. Alternativas para cumplir con la estabilidad

El muro deberá adoptar nuevas dimensiones si no cumple con la estabilidad al volteo. Por otro lado, si no cumple con la estabilidad al deslizamiento, se deberá modificar la estructura, para esto se menciona varias alternativas:

1. Proporcionarle un dentellón que se incruste en el suelo, para que la fricción entre el suelo y el muro cambie por fricción entre el suelo y el suelo, produciendo empuje pasivo frente al dentellón.
2. Incrementar las dimensiones de la base, para poder aumentar el peso propio del muro, y a su vez la fricción entre el suelo de cimentación y el muro.
3. Usar el empuje pasivo E_p , lo cual debe considerarse, dado que para la aparición de este deben suceder desplazamientos considerables del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio. Así mismo, se deberá asegurar la estancia del relleno sobre el pie del muro, de no ser así, solo asegurará el empuje pasivo que corresponda a la altura del dentellón (Torres Belandria, 2008). Ver Figura 21.

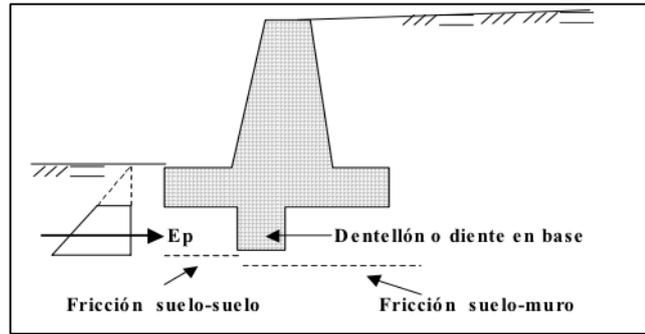


Figura 21. Muro de contención con dentellón en la base (Torres Belandria, 2008).

3.4. Empuje de tierras

Para el cálculo del empuje de tierras deben considerarse diversos factores como:

- La configuración y la deformabilidad del muro,
- Las propiedades del suelo de relleno,
- Las fricción entre el suelo y el muro,
- La compactación del suelo de relleno,
- El drenaje y el nivel freático

La capacidad de los empujes de tierra puede variar entre el estado activo y el pasivo de acuerdo con de la deformación del muro (Gómez & Estructuras, 2013).

En cualquier caso, se debe intentar que el material para el relleno sea granular y de drenaje libre para evadir empujes hidrostáticos que den lugar a fuerzas extras no deseadas.

Para evaluar las presiones laterales se toman en cuenta los siguientes componentes:

1. Presión estática por cargas gravitacionales
2. Presión forzada definida por el desplazamiento del muro contra el suelo de relleno.
3. Aumento de la presión dinámica proveniente del efecto sísmico

Las presiones que ejerce el suelo en el muro aumentan de manera lineal con la profundidad (Graux, 1975). Se usará el método del fluido equivalente para determinar el empuje de tierra E , con expresiones de este tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K$$

Donde,

H: altura del muro

γ : peso específico del suelo contenido

K: coeficiente del empuje de tierra

K se puede definir como la relación que existe entre el esfuerzo efectivo en el plano horizontal y el vertical dentro de cualquier punto de la masa del suelo (Das & González, 2001).

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Para producir el empuje activo o el pasivo en el suelo, los muros deben experimentar traslaciones alrededor de su base, las cuales dependen de las condiciones de rigidez de la estructura y de las cualidades del suelo de cimentación. El muro requiere de un desplazamiento Δ por traslación lateral del mismo, para lograr alcanzar la condición mínima activa o la máxima pasiva. De tal manera, los empujes laterales se encuentran referidos al movimiento en esta dirección que faculte el muro, por lo tanto si este aleja de la masa de suelo da origen a condiciones de empuje activo, si permanece inmóvil genera condiciones de empuje de reposo, en ambos casos se representa el estado de presión estática, y si se produce movimiento hacia el interior de la masa de suelo da origen a un condición de empuje pasivo, el cual representa un estado de presión forzada (Villar Arana, 2015).

3.4.1. Presión estática

▪ Empuje de Reposo

Este empuje sucede cuando el muro de contención se encuentra restringido en su movilidad de manera lateral y forma un sólido totalmente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y produce un empuje E_0 , que se aplica a un tercio de la altura desde la base (Oyarzum, 2004).

$$E_0 = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_0$$

Donde,

K_0 : coeficiente de presión de reposo

En suelos normales o granulares para determinar el coeficiente de empuje de reposo se usa la siguiente expresión (Jaky, 1944):

$$K_0 = 1 - \text{Sen}\phi$$

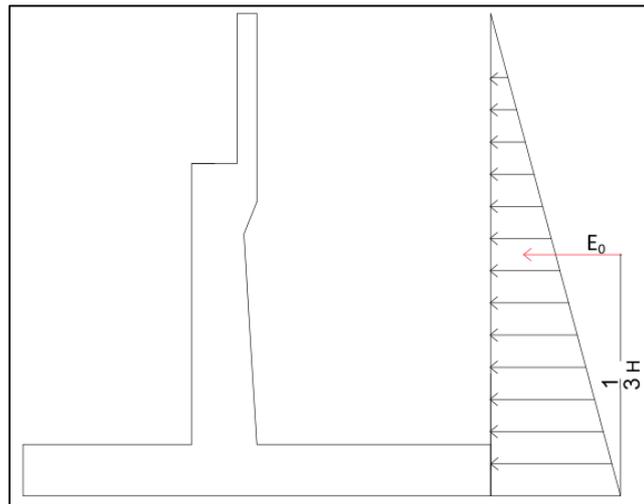


Figura 22. Empuje total de reposo.

Existe un elemento diferencial situado a una profundidad z de la superficie del suelo, el cual se encuentra imposibilitado a dilatarse debido al suelo que lo rodea,

dando lugar a una compresión uniforme hacia todas las direcciones del plano horizontal, llamada empuje de reposo.

El módulo de Poisson ν nos permite ampliar la ley de Hooke en tres ejes ortogonales, en caso de que existan esfuerzos:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} \{ \sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \} \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} \{ \sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z) \} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} \{ \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \}\end{aligned}$$

La fuerza vertical σ_z es igual a:

$$\sigma_z = -\gamma z$$

Por consiguiente, las fuerzas σ_x , σ_y se manifiestan debido al contacto con elementos vecinos que imposibilitan la expansión del suelo hacia esa dirección, existiendo deformaciones solo en el eje vertical:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$$

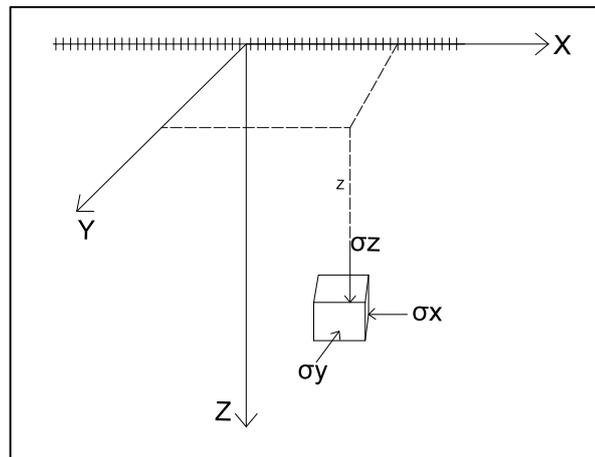


Figura 23. Ejes ortogonales de deformación.

El coeficiente de empuje de reposo en función del módulo de Poisson es igual

a:

$$K_o = \frac{v}{1 - v}$$

- **Empuje activo**

Esto sucede si la parte superior de un muro se desplaza lo suficiente para que desarrolle un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y produce un empuje E_a , que se aplica a un tercio de la altura desde a base de la estructura (Ordoñez, 2009).

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) K_a$$

Donde,

K_a : coeficiente de presión activa.

El coeficiente de presión activa se determina a través de la ecuación de Rankine en donde se plantean hipótesis que facilitan la resolución del problema y generan valores de empuje que se encuentran dentro de los márgenes de seguridad permisibles.

- **Ecuación de Rankine**

Desarrollada por el escocés William John Macquorn Rankine, en 1857

Propuso una expresión para el calculo de empujes de tierra y falla de masas de suelo mas sencilla que la Teoría de Coulomb. La misma que esta basada en las siguientes hipótesis:

1. Considera al suelo como una masa homogénea.
2. Entre el suelo y el muro de contención no hay fricción.
3. La cara interior del muro es de 90°.
4. La resultante de fuerzas del empuje de tierras se encuentra a un tercio de la altura desde la base.

5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación del terreno (Rankine, 1857).

El coeficiente K_a de empujes de tierra según Rankine será:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

Si en la ecuación de K_a , la inclinación del terreno $\beta=0$, se obtiene la ecuación:

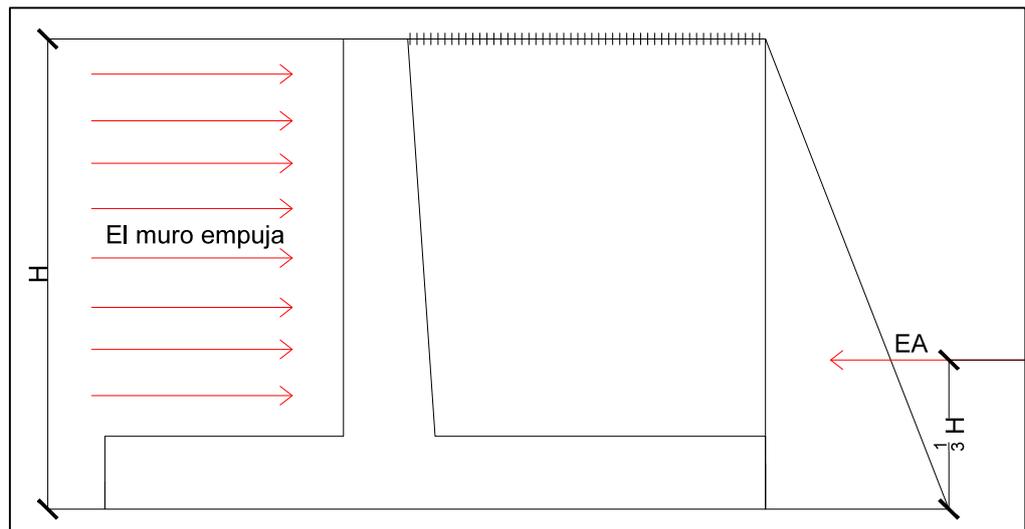


Figura 24. Empuje activo total sobre el muro.

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

3.5. Efectos dinámicos producidos por sismos

Estos se simularán a través de empujes de tierra dados gracias a las fuerzas de inercia el volumen del muro y del suelo de relleno. Las fuerzas de inercia se determinan considerando el volumen de tierra apoyado directamente en la cara interna y zapata del muro sumando el peso propio de la estructura.

El empuje por sismo que se genera por el relleno se relaciona con el nivel de desplazamiento que el muro llegue a experimentar (Muriá & Gonzáles). Cuando el

desplazamiento resultante posibilite el desarrollo de la resistencia al cortante del relleno, se considera que es un estado activo de presión de tierras. El estado pasivo con respecto a la presión de tierras únicamente se puede generar mientras el muro tienda a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea considerable.

▪ **Incremento Dinámico del Empuje Activo**

Se le llama incremento dinámico del empuje activo E_{ae} cuando el muro es lo suficientemente flexible como para generar desplazamientos en la parte superior, incrementando la presión activa debido a la acción sísmica.

Por consiguiente, se propone a calcular el coeficiente de presión activo dinámico K_{ae} a partir de la ecuación de Mononobe-Okabe, el mismo que incluye el efecto dinámico mas el estático, ejerciendo la fuerza total en un mismo sitio, tomando en cuenta que la cuña movilizada en el efecto dinámico es un triangulo invertido con su centro de gravedad a dos tercios de la altura desde la base, el cual lo separa del efecto estático por tener diversos puntos de aplicación (Nakamura, 2006). El incremento E_{ae} se determina por la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - Kv) K_{AE}$$

Donde el coeficiente K_{ae} es igual a:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

y el ángulo Ψ se determina de la siguiente manera:

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \text{sen}(\Phi + \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]$$

Donde:

Φ : Ángulo de fricción interna del suelo

θ : Ángulo de inercia sísmico

δ : Ángulo de fricción de la estructura – suelo

i : Inclinación del relleno o pendiente.

β : Inclinación del parámetro interior del estribo con respecto a la vertical.

- Ángulo de Inercia Sísmico:

$$\theta = \text{tang}^{-1}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right)$$

- Coeficiente sísmico horizontal:

$$Kh = \frac{A}{2}$$

Donde **A** se proporciona mediante al factor de zona sísmica **Z**, de acuerdo con la NEC-2015 en su capítulo “Peligro Sísmico”. Ver tabla 2.

Tabla 2. Coeficientes de zona sísmica (NEC,2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

- Coeficiente sísmico vertical:

$$Kv = \frac{Kh}{2}$$

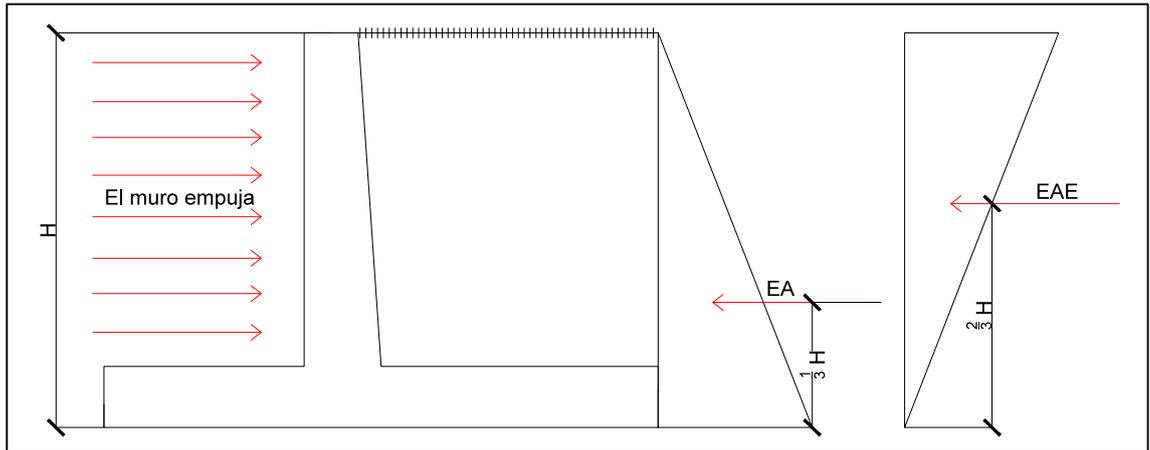


Figura 25. Empuje activo dinámico sobre el muro.

3.6. Prediseño

El predimensionamiento de los estribos en voladizo se realiza en función de la altura **H** del muro (Rodríguez, 2010).

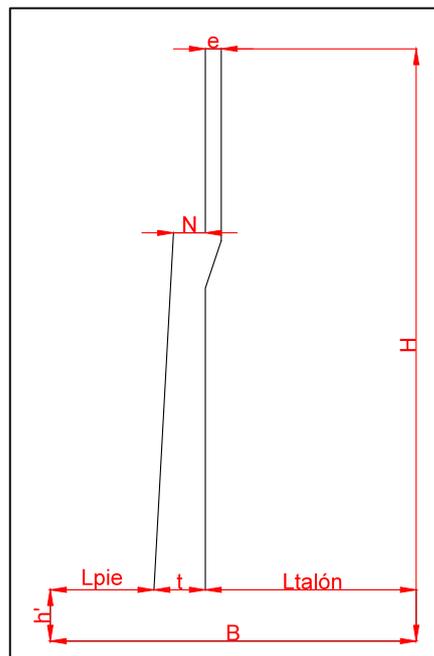


Figura 26. Apoyo didáctico para dimensionamiento del Estribo.

- $N = 30,5 + 0,25L + 1,0H$; donde H es la altura de la pila central, por lo tanto, en este caso es igual a 0.

- **t** es el espesor de pantalla que va entre $\frac{H}{12}$ y $\frac{H}{10}$; donde H es la altura total del estribo.
- **e** es el espesor del espaldón del estribo el cual, AASHTO recomienda debe estar entre 0,20 m y 0,30 m.
- **B** es la longitud de la zapata va entre **0,4 H a 0,7H**; donde H es la altura total del estribo.
- **h'** es el espesor de zapata, se obtiene mediante la relación $\frac{H}{12}$
- Para prediseñar la longitud del pie del estribo se utiliza la relación $L_{pie} = \frac{B}{3}$; donde la base es el largo de la zapata que se utilizó.
- Por ultimo para determinar la longitud del talón del estribo se realiza la siguiente operación: $L_{talón} = B - L_{pie} - t$

Se verifica la estabilidad al volteo y al deslizamiento con estas dimensiones y se hallan las presiones de contacto entre el suelo y el muro de contención, para los siguientes estados de carga:

1. Empuje de tierra+ carga sin impacto
2. Empuje de tierra + movimientos sísmicos

En caso de que no cumpla con la estabilidad el muro o estribo deberá ser diseñado nuevamente hasta obtener los resultados permisibles.

3.7. Combinaciones de cargas

El método de diseño definido por las normas AASHTO se debe realizar tomando en cuenta la conducta inelástica de este tipo de estructuras. No obstante, para facilitar el diseño, dichas normas han simplificado los esfuerzos y permiten emplear este método en base a los esfuerzos y deformaciones (Vela Oñate, 2013).

Cuando las dimensiones del estribo hayan sido verificadas, se procede aplicando las combinaciones de cargas mas criticas definidas por las especificaciones AASHTO STANDARD. A continuación se definen las combinaciones de carga a utilizar, las cuales varían en los valores de γ y β , en los diferentes estados de cargas evaluados:

- 1^{era} Condición de carga: Estribo solo.
Grupo I: $\gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B]$
- 2^{da} Condición de carga: Estribo Cargado.
Grupo I: $\gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B]$
- 3^{era} Condición de carga
Grupo II: $\gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B]$
- 4^{ta} Condición de carga
Grupo III= $\gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{LF} LF]$
- 5^{ta} Condición de carga
Grupo VII= $\gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{EQ} EQ]$

3.8. Cargas de diseño

3.8.1. Cargas permanentes

Estas incluyen el peso propio de los componentes de la estructura, accesorios del tablero, capa asfáltica e instalaciones sanitarias y eléctricas. Además, se incluyen las cargas que correspondan al empuje de suelo.

- DC: peso propio de los componentes estructurales y accesorios del tablero
- EV: presión vertical que produce el peso propio del suelo de relleno

- EH: empuje horizontal producido por el suelo

3.8.2. Cargas transitorias

- BR: fuerza longitudinal de frenado
- EQ: sismo
- FR: Fricción
- LL: sobre carga vehicular

Cabe recalcar que la sobre carga vehicular (LL) se evalúa sin impacto y se la debe analizar con el camión de diseño HS-MTOP que posee una carga de 45 toneladas (Jaramillo Soto, 2015).

3. RESULTADOS

3.1. Área de estudio

De acuerdo con la Figura 27, la estructura a analizar se encuentra localizada en la región costa o litoral, la cual se sitúa al oeste de la región interandina del Ecuador, ubicada en la provincia de Los Ríos, cantón Urdaneta.



Figura 27. Visualización de la ubicación del área de estudio tomada de Google Maps (2019).

3.2. Información del Proyecto

- **Nombre:** Puente de hormigón armado sobre el estero La Albarrada
- **Localización:** Recinto La Dolorosa, parroquia de Ricaurte del Cantón Urdaneta, provincia de Los Ríos.

3.3. Resumen del proyecto

Puente ubicado sobre el estero La Albarrada con una longitud de 30 metros, con estructura de hormigón armado, con beneficio a los moradores del Recinto La Dolorosa. El Gobierno Autónomo Descentralizado Provincial de Los Ríos (GADPLR), tiene como estrategia la comunicación entre las zonas rurales y cantonales para el desarrollo de la provincia. Es por esto, la inversión de esta obra de arte mayor para la comunicación y acceso a los principales mercados de la provincia.

3.4. Antecedentes del proyecto

El GADPLR se empeña en ejecutar obras bajo su jurisdicción Provincial con el fin de mejorar la calidad de vida de los ciudadanos del Cantón, ya que existen zonas que carecen del acceso a la comunicación debido a la crecida de los ríos en temporada de invierno, siendo este sector uno de los más afectados según lo manifiestan los moradores del sector.

3.5. Objetivos del proyecto

3.5.1. Objetivo general:

- Mejorar la calidad de vida de la población de la zona rural de la provincia de Los Ríos, facilitando el acceso a las zonas urbanas con servicio público, económico y social.

3.5.2. Objetivos específicos:

- Brindar atención a los agricultores de la Provincia de Los Ríos
- Reducir el tiempo de viaje de transporte de pasajeros y de carga de productos
- Aumentar el tránsito general y comercial.
- Aumentar el número de visita a los puestos de salud en el área de influencia del sector.
- Evitar afectaciones en los habitantes y en su economía debido a los daños causados al no tener acceso a una vía de comunicación rápida.

3.6. Descripción del área de implantación

Tabla 3. Localidad de la implantación del proyecto.

Provincia	Cantón	Parroquia
Los Ríos	Urdaneta	Ricaurte

- **Clima:** Cálido – húmedo
- **Tipo de Suelo:** Arcilloso
- **Pendiente del suelo:** Ondulado (mayor al 30%)
- **Estructura por analizar:** Estribo en voladizo de altura 7,50 m

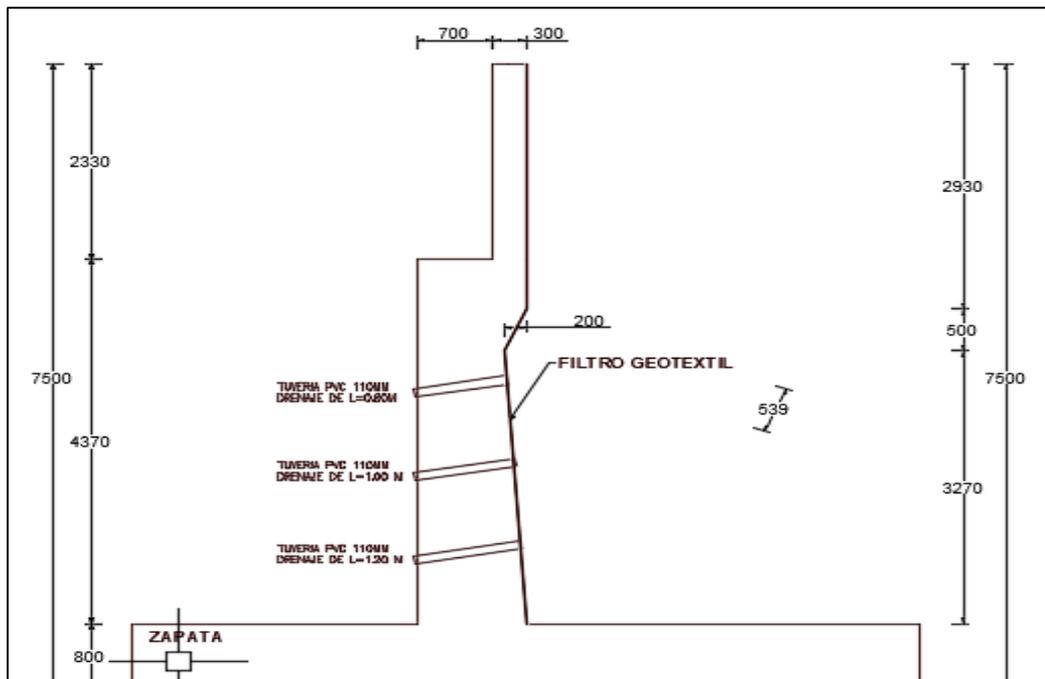


Figura 28. Estribo del puente ubicado sobre La Albarrada (SERCOP, 2018).

A continuación se procede a realizar el análisis estructural del estribo mencionado anteriormente (Figura 28) , para lo cual se necesita la obtención de los pesos y la definición de las cargas que se aplican sobre la estructura, los cuales generan momentos y esfuerzos que son necesarios para le revisión de la estabilidad al volteo y deslizamiento. Además, en relación con este análisis para la optimización del estribo se realiza una rutina en Excel que se basa en la resolución de las ecuaciones estudiadas.

3.7. Rutina de Excel

La programación de esta rutina contiene formulaciones basadas en la teoría de resistencia de materiales con fundamentos estáticos y dinámicos que han sido mencionados con anterioridad. Adicionalmente, la rapidez de las iteraciones en el proceso de análisis de la estructura resulta conveniente, puesto que disminuye el tiempo de cálculo generando rapidez en resolución de los procedimientos. Entre las ventajas de la rutina se puede mencionar la sencillez en la programación y la forma en que presenta los resultados.

3.8. Análisis Estructural

Este análisis se realiza considerando la metodología de diseño AASHTO STANDARD, tomando en cuenta los valores de γ y β para los estados de cargas de servicio evaluados. Donde es $\beta_E = 1,3$ en los casos I, IB, III, IV, VI y X.

Tabla 4. Coeficientes γ y β para AASHTO STANDARD 2002.

Col.No	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GRUPO	FACTORES β														
	γ	D	$(L+I)_D$	$(L+I)_E$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+F	EQ	ICE	%
CARGAS DE SERVICIO	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100	

4.1. Geometría de la vista transversal de la superestructura.

3.9. Procedimientos

3.9.1. Determinar el centroide de la sección transversal

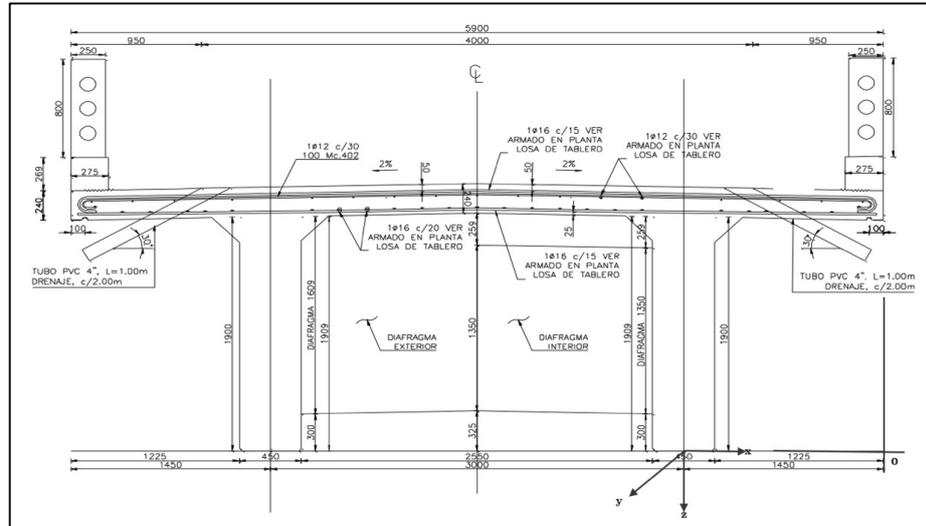


Figura 29. Vista transversal de la superestructura del puente ubicado sobre el estero La Albarrada. Obtenido del Portal de Compras Públicas (SERCOP, 2018).

Nota: No se incluyen las barandas ni los bordillos y tampoco se incluye o considera la influencia de las vigas diafragma en el cálculo del centro de gravedad de la sección transversal.

Se utiliza los valores de las dimensiones en metros.

$$Z_G = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_3 \dots + A_n Z_n}{A_1 + A_2 + A_3 \dots + A_n}$$

$$Z_G = \frac{(5.9 \times 0.24) \left(\frac{0.24}{2}\right) + 2(0.45 \times 1.90) \left(\frac{1.90}{2}\right)}{(5.9 \times 0.24) + 2(0.45 \times 1.90)}$$

$$Z_G = 0,57 \text{ m}$$

Z_G se encuentra ubicado a 0.57 cm del eje 0.

3.9.2. Predimensionamiento

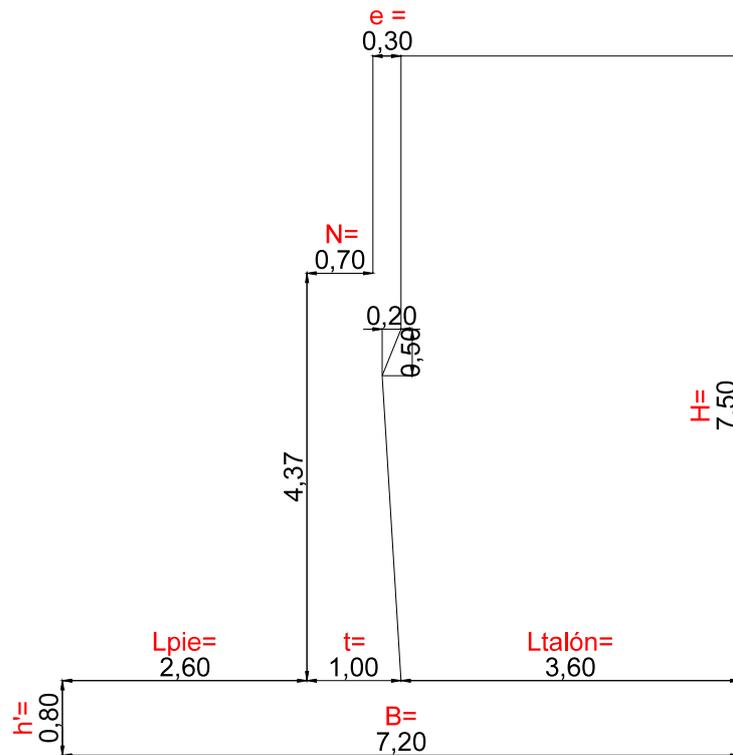


Figura 30. Dimensiones de estribo sin optimizar.

Aplicando AASHTO para puentes de una sola luz:

N es la longitud de asiento tablero, en donde se asienta la losa sobre el estribo.

$N = 30,5 + 0,25L + 1,0H$; donde H es la altura de la pila central, por lo tanto, en este caso es igual a 0.

$$N = 30,5 + 0,25(30) + 1,0(0)$$

$$N = 38 \text{ cm.}$$

Se adoptó $N = 70 \text{ cm}$

t es el espesor de pantalla que va entre $\frac{H}{12}$ y $\frac{H}{10}$; donde H es la altura total del estribo.

$$\frac{H}{12} \geq t \leq \frac{H}{10}$$

$$\frac{7,5 \text{ m}}{12} \geq t \leq \frac{7,5 \text{ m}}{10}$$

$$0,63 \text{ m} \geq t \leq 0,75 \text{ m}$$

Se adoptó $t = 1,00 \text{ m}$.

e es el espesor del espaldón del estribo el cual, según AASHTO debe estar entre 0,20 m y 0,30 m.

Se adoptó $e = 0,30 \text{ m}$.

B es la longitud de la zapata va entre $0,4 H$ a $0,7H$; donde H es la altura total del estribo.

$$0,4 H \geq B \leq 0,7 H$$

$$0,4 (7,5 \text{ m}) \geq B \leq 0,7 (7,5 \text{ m})$$

$$3,0 \text{ m} \geq B \leq 5,25 \text{ m}$$

Se adoptó fue $B = 7,20 \text{ m}$.

h' es el espesor de zapata que se obtiene mediante la relación $\frac{H}{12}$

$$h' = \frac{7,5 \text{ m}}{12}$$

$$h' = 0,63 \text{ m}$$

Se adoptó $h' = 0,80 \text{ m}$

Para prediseñar la longitud del pie del estribo se utiliza la relación $L_{\text{pie}} = \frac{B}{3}$, donde la base es el largo de la zapata que se utilizó.

$$L_{\text{pie}} = \frac{7,20 \text{ m}}{3}$$

$$L_{\text{pie}} = 2,40 \text{ m}$$

Se adoptó $L_{\text{pie}} = 2,60 \text{ m}$

Para determinar la longitud del talón del estribo se realiza la siguiente operación:

$$L_{\text{talón}} = B - L_{\text{pie}} - t$$

$$L_{\text{talón}} = 7,20 \text{ m} - 2,6 \text{ m} - 1,00 \text{ m}$$

Se adoptó $L_{\text{talón}} = 3,6 \text{ m}$

3.9.3. Determinar el peso del tablero.

Para obtener el peso del tablero se debe hallar el volumen de cada elemento y multiplicarlo por el peso específico del material por el que está compuesto.

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} = 2.2 \text{ ton/m}^3$$

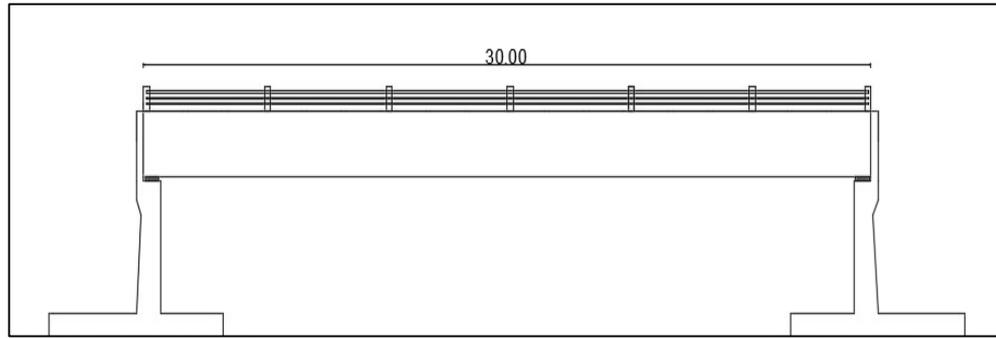


Figura 31. Vista longitudinal del puente ubicado sobre el estero La Albarrada. Obtenido del Portal de Compras Públicas (SERCOP, 2018).

Tabla 5. Peso muerto generado por el tablero en el Estribo sin optimizar.

Elemento	DC _{tablero} (ton/m)	
Losa	5,9x30x0,24x2,4=	101,95
Bordillos	0,269x0,275x2x30x2,4=	10,65
Baranda de concreto	0,80x0,25x2x30x2,4=	28,8
Viga diafragma int.	3x(0,25x1,35)x2,55x2,4=	6,20
Viga diafragma ext.	2x(0,25x1,61)x2,55x2,4=	4,93
Viga longitudinal	2x(1,90x0,45)x2,4x30=	123,12
Carpeta asfáltica	0,05x[5,9-(0,275x2)]x30x2,2=	17,66
Σ =	293,30	

DC_{tablero}: Peso muerto generado por la superestructura.

Reacción sobre el estribo debido al peso del tablero:

$$R_{DC \text{ tablero}} = \frac{DC_{\text{tablero}}}{\text{No. Estribos externos} \times \text{Ancho del puente}}$$

$$R_{DC \text{ tablero}} = \frac{293,30}{2 \times 5,90}$$

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton}$$

3.9.4. Cargas vivas sin impacto sobre el estribo

El Ministerio de Transporte y obras públicas del Ecuador ha establecido como camión de diseño dentro del país, un camión de tres ejes denominado HS-MTOP,

que pesa un total de 45 ton (NEVI,2012). Para efectos de diseño se evalúa solo una línea de rueda.

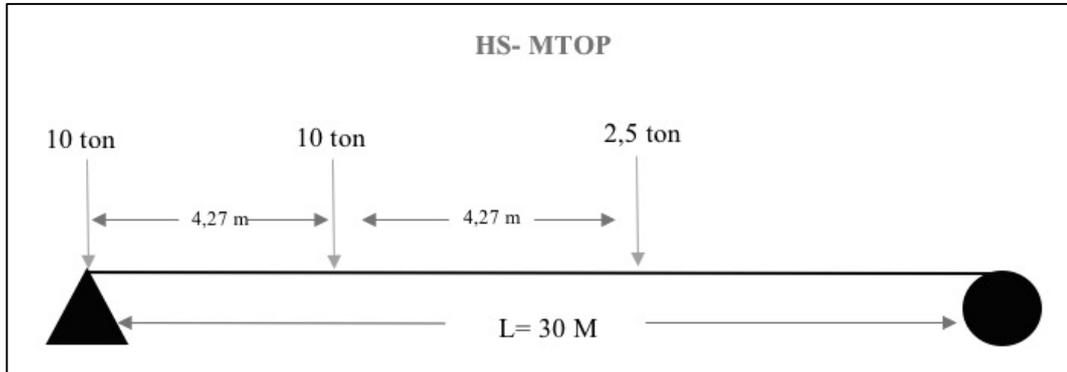


Figura 32. Diagrama de esfuerzos del camión HS-MTOP sobre la losa.

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A(30) = 10(30) + 10(25,73) + 2,5(21,46)$$

$$R_A = 20,37 \text{ ton}$$

Ancho tributario o aferente de viga

$$\text{Ancho tributario} = 1,225 + 0,45 + \frac{2,55}{2}$$

$$\text{Ancho tributario} = 2,95 \text{ m}$$

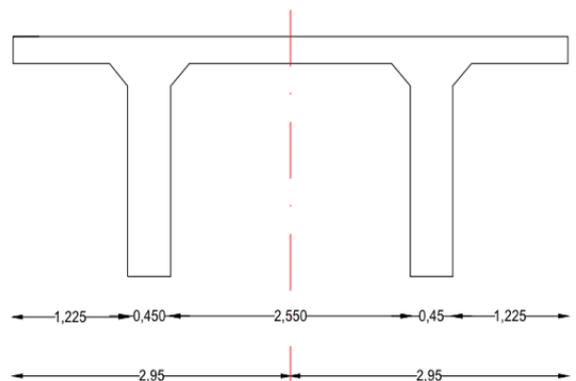


Figura 33. Visualización del ancho tributario.

Entonces, la reacción de la carga viva es:

$$R_{LL} = \frac{R_A}{\text{Ancho tributario}}$$

$$R_{LL} = \frac{20,37 \text{ ton}}{2,95 \text{ m}} = 6,90 \text{ ton}$$

3.9.5. Obtención del peso propio del estribo

Geometría del estribo

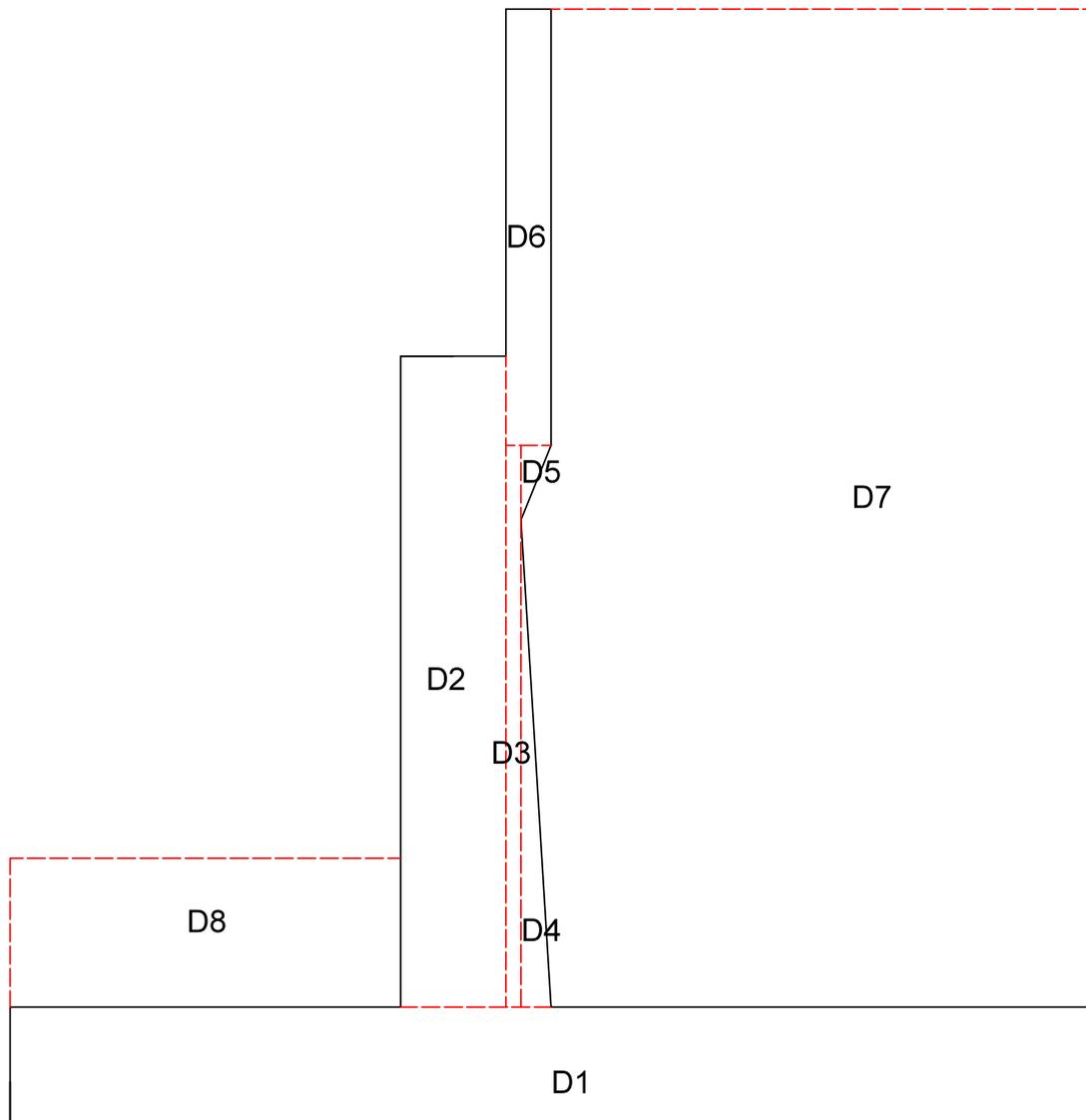


Figura 34. Geometría del estribo sin optimizar dividida en áreas.

Nota: Los pesos de los volúmenes en los que ha sido dividido el estribo se aplican en el centroide de los mismos. Se supone que cada uno de estos elementos actúa en sentido horizontal para poder incluir las fuerzas inerciales horizontales.

Para obtener el peso del estribo se debe hallar el volumen de cada elemento y multiplicarlo por el peso específico del material por el que está compuesto.

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

Tabla 6. Geometría del estribo sin optimizar con sus respectivos brazos de palanca.

No.	DC_{estribo} (ton/m)	XA	DC x XA	ZA	DC x ZA	
D1	$7,2 \times 0,8 \times 1,0 \times 2,4 =$	13,82	3,60	49,77	0,40	5,53
D2	$0,7 \times 4,37 \times 1,0 \times 2,4 =$	7,34	2,95	21,66	2,99	21,91
D3	$(3,27 + 0,5) \times 0,10 \times 1,0 \times 2,4 =$	0,90	3,35	3,03	2,69	2,43
D4	$(0,2 \times 3,27) / 2 \times 1,0 \times 2,4 =$	0,78	3,47	2,72	1,89	1,48
D5	$(0,2 \times 0,5) / 2 \times 1,0 \times 2,4 =$	0,12	3,47	0,42	4,40	0,51
D6	$2,93 \times 0,3 \times 1,0 \times 2,4 =$	2,11	3,45	7,28	6,04	12,73
D7	$3,6 \times 6,7 \times 1,0 \times 1,8 =$	43,42	5,40	234,45	4,15	180,18
D8	$2,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,8 =$	4,68	1,3	6,08	1,30	6,08
$\Sigma =$		73,18		325,40		230,88

DC_{estribo} : Peso muerto generado por el estribo de concreto, evaluado para un metro lineal de la estructura.

Momento con respecto al punto A del estribo:

$$M_A DC_{\text{estribo}} = 325, \text{ ton} - \text{m}$$

Punto de aplicación de la resultante:

$$XA = \frac{DC \times XA}{DC_{\text{estribo}}} = \frac{325,4 \text{ ton} - \text{m}}{73,18 \text{ ton}} = 4,45 \text{ m}$$

Punto de aplicación inercial del estribo (fuerzas sísmicas):

$$ZA = \frac{DC \times ZA}{DC_{\text{estribo}}} = \frac{230,86 \text{ ton} - \text{m}}{73,18 \text{ ton}} = 3,15 \text{ m}$$

3.9.6. Obtención de los momentos producidos por las cargas de la superestructura con respecto al punto A.

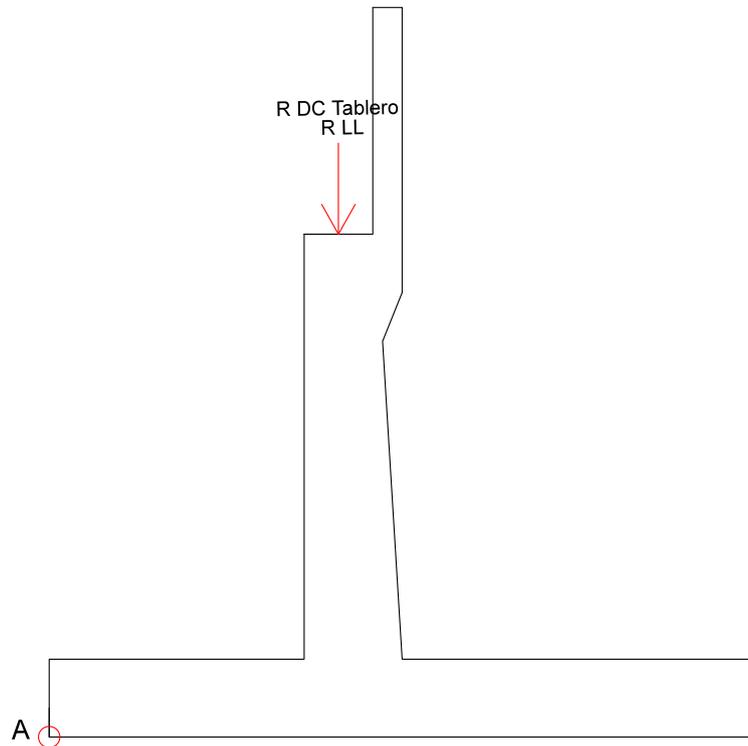


Figura 35. Carga de la superestructura sobre el estribo sin optimizar con respecto al punto A.

Por carga muerta:

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton}$$

$$M_{A DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \times \left(\frac{0,7}{2} \text{ m} + 2,6\text{m} \right) = 73,33 \text{ ton-m}$$

Por carga viva sin impacto:

$$R_{LL} = 6,90 \text{ ton}$$

$$M_{A LL} = 6,90 \text{ ton/m} \times \left(\frac{0,7}{2} \text{ m} + 2,6\text{m} \right) = 20,37 \text{ ton-m}$$

3.9.7. Cálculo de empuje de tierra sobre el estribo

Del certificado ambiental del proyecto se sabe que el suelo en el cantón Urdaneta de la provincia de Los Ríos es de tipo arcilloso. Se trabaja con un préstamo importado de cascajo + arcilla.

$$\gamma = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

$$\Phi = 30^\circ$$

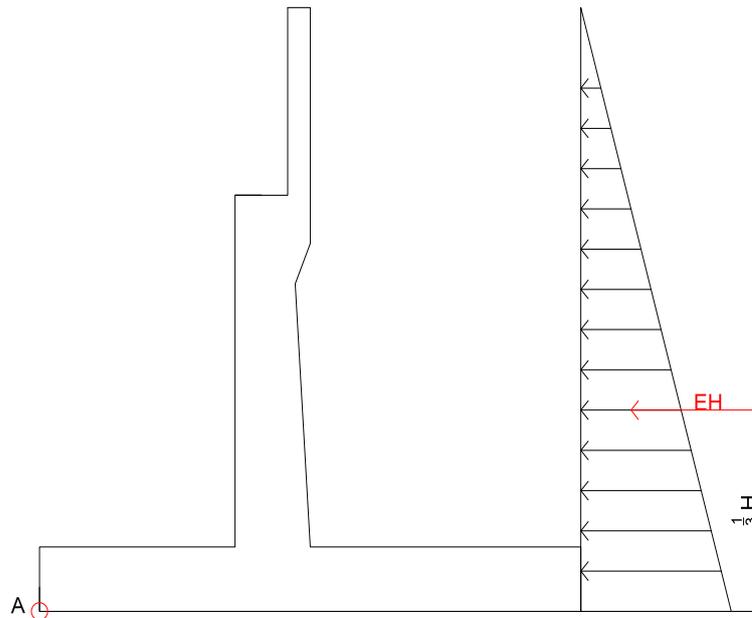


Figura 36. Empuje activo sobre el estribo sin optimizar con respecto al punto A.

3.9.7.1. Empuje activo estático

Coefficiente estático de empujes de tierra:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \Phi}{1 + \text{sen } \Phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 30^\circ}{1 + \text{sen } 30^\circ} = 0,33$$

Empuje activo estático:

$$EH = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2$$

$$EH = \frac{1}{2} (1,8) (0,33) (7,5)^2 = 16,88 \text{ ton}$$

$$M_A EH = EH \times \frac{H}{3}$$

$$M_A EH = 16,88 \text{ ton/m} \times \frac{7,5 \text{ m}}{3} = 42,19 \text{ ton-m}$$

3.9.7.2. *Empuje activo dinámico*

MONONOBE-OKABE

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona con el factor de zona sísmica Z.

Tabla 7. Intensidad sísmica en Cantón Urdaneta (NEC, 2015)

Población	Parroquia	Cantón	Provincia	Factor Z
Catarama	Catarama	Urdaneta	Los Ríos	0,3

Entonces:

$$A = 0,30g$$

Coeficiente sísmico horizontal:

$$Kh = \frac{A}{2}$$

$$Kh = \frac{0,30}{2} = 0,15$$

Coeficiente sísmico vertical:

$$Kv = \frac{Kh}{2}$$

$$Kv = \frac{0,15}{2} = 0,075$$

Ángulo de Inercia Sísmico:

$$\theta = \text{tang}^{-1}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right)$$

$$\theta = \text{tang}^{-1}\left(\frac{0,15}{1 - 0,075}\right) = 9,21^\circ$$

Coeficiente dinámico de empujes de tierra:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

Siendo Ψ igual a:

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \text{sen}(\Phi + \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}}\right]$$

Donde:

- Φ : Ángulo de fricción interna del suelo

- θ : Ángulo de inercia sísmico

- δ : Ángulo de fricción de la estructura – suelo

- i : Inclinación del relleno o pendiente.

- β : Inclinación del paramento interior del estribo con respecto a la vertical.

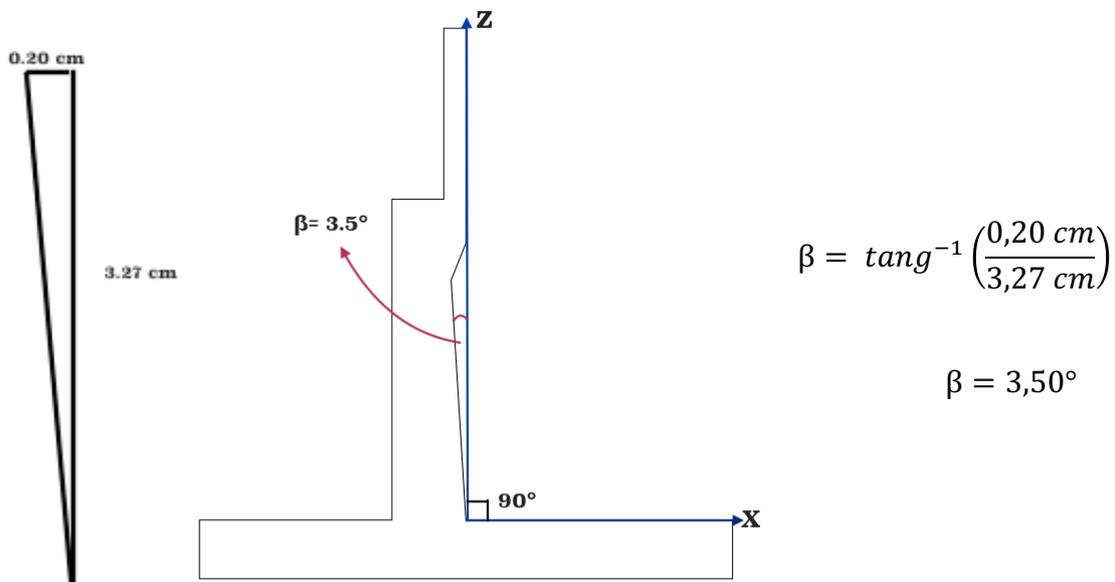


Figura 37. Visualización del ángulo de inclinación del paramento interior.

$$\psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30^\circ + 0) \text{sen}(30^\circ - 9,21^\circ - 0)}{\cos(0 + 3,50^\circ + 9,21^\circ) \cos(0 - 3,50^\circ)}} \right]^2 = 2,46$$

Por lo tanto:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30^\circ - 9,21^\circ - 0)}{2,46 \cos(9,21^\circ) \cos^2(3,50^\circ) \cos(0 + 3,50^\circ + 9,21^\circ)} = 0,39$$

Empuje activo dinámico:

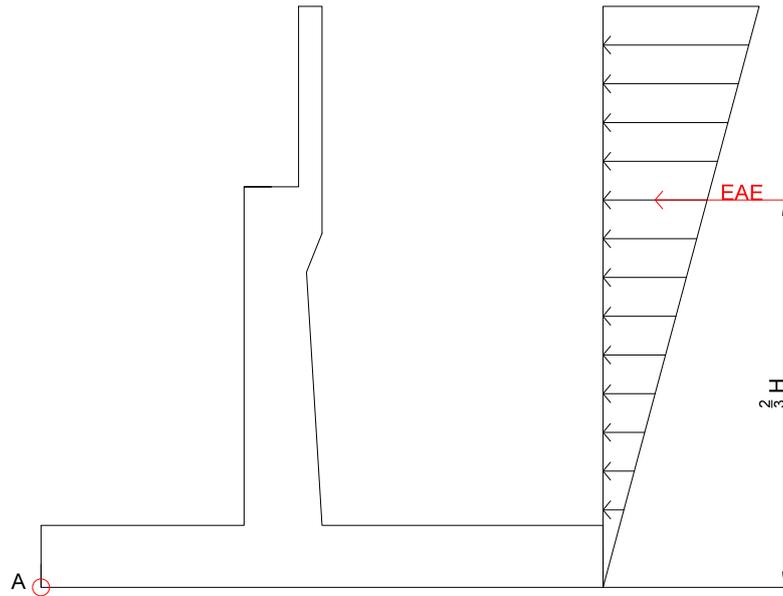


Figura 38. Empuje activo dinámico sobre el estribo sin optimizar con respecto al punto A.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - Kv) K_{AE} H^2$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} (1,8 \text{ ton/m}^3) (1 - 0,075) (0,39) (7,5)^2 = 18,06 \text{ ton}$$

Diferencia entre empujes:

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - EH$$

$$\Delta E_{AE} = 18,06 - 16,88 \text{ ton} = 1,18 \text{ ton}$$

$$M_A E_{AE} = EH \frac{H}{3} + \Delta E_{AE} \frac{2H}{3}$$

$$M_A E_{AE} = 16,88 \text{ ton} \frac{7,5 \text{ m}}{3} + 1,18 \text{ ton} \frac{2(7,5 \text{ m})}{3} = 48,11 \text{ ton-m}$$

3.9.8. Flotación

B: Carga por flotación

$$\gamma_{agua}: 1,0 \text{ ton}/m^3$$

$$NF= 0,30 \text{ m}$$

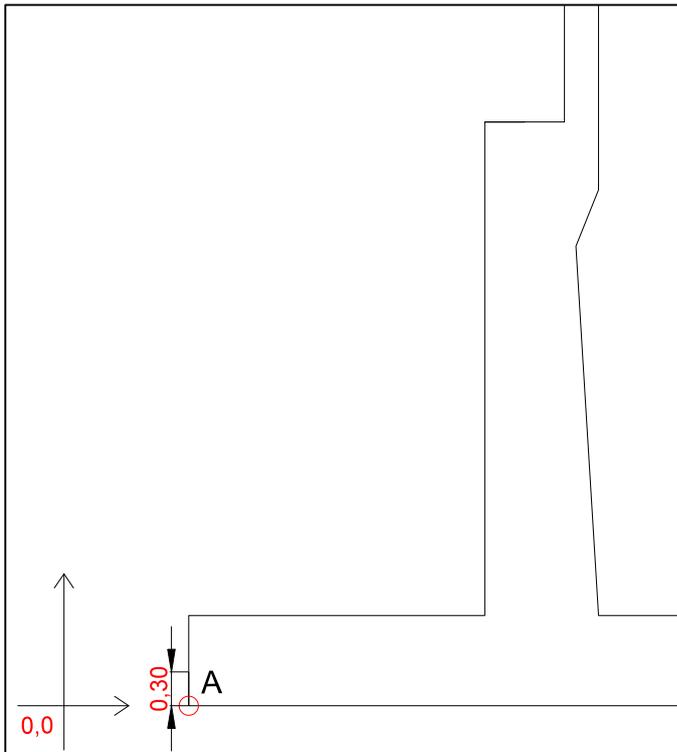


Figura 39. Visualización del nivel freático.

$$\mu = \gamma_{agua} NF$$

$$\mu = 1,0 \text{ ton}/m^3 \times 0,30 \text{ m} = 0,3 \text{ ton}/m^2$$

$$\text{Área de la zapata} = 1 \text{ m} \times 7,20 \text{ m}$$

$$\text{Área de la zapata} = 7,20 \text{ m}^2$$

$$B = \mu \times \text{Área de la zapata}$$

$$B = 0,3 \text{ ton}/m^2 \times 7,20 \text{ m} = 2,16 \text{ ton}$$

$$M_{AB} = B \times \frac{\text{Long zapata}}{2}$$

$$M_{AB} = 2,16 \text{ ton} \times \frac{7,2 \text{ m}}{2} = 7,78 \text{ ton-m}$$

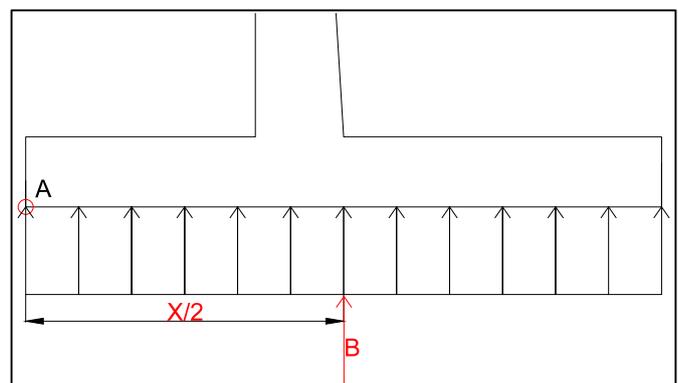


Figura 40. Fuerza de flotación con respecto al punto A.

3.9.9. Fuerza longitudinal de frenado

El manual de diseño AASHTO para puentes recomienda considerar el efecto de frenado con una fuerza longitudinal equivalente al 5% de la carga viva de todos los carriles cargados y aplicados a 1.8m sobre la rasante del puente.

LF: Carga por frenado.

N° carriles= 1

Camión de diseño HS-MTOP: 45ton

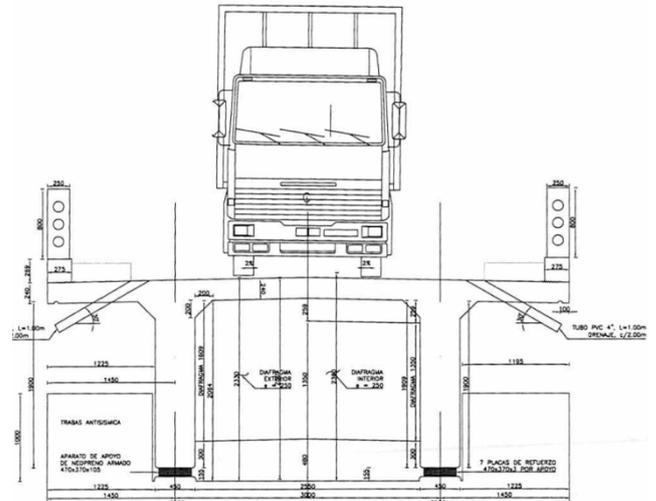


Figura 41. Camión HS-MTOP sobre la losa del tablero (SERCOP, 2018).

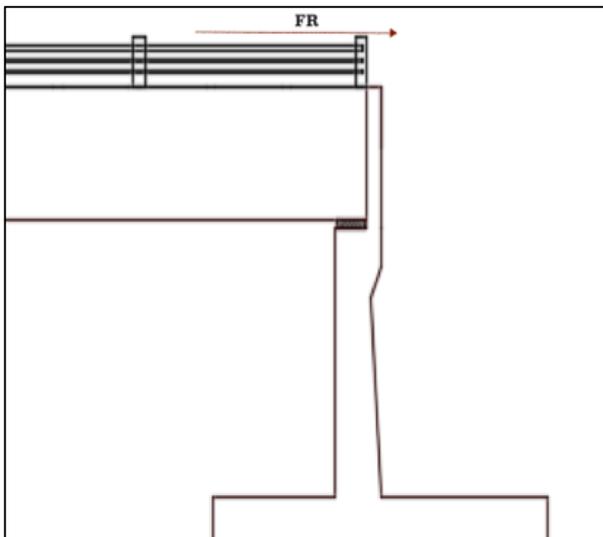


Figura 42. Fuerza longitudinal de frenado sobre la losa.

$$LF = \frac{5\% \times \text{No. carriles} \times \text{Camión de diseño}}{\text{Ancho de puente}}$$

$$LF = \frac{5\% \times 1 \times 45\text{ton}}{5.9\text{ m}} = 0,38\text{ ton}$$

$$M_A LF = LF \times H \times 1,8\text{ m}$$

$$M_A LF = 0,38\text{ ton} \times 7,5\text{m} \times 1,8\text{ m}$$

$$M_A LF = 5,15\text{ ton-m}$$

3.9.10. Determinación de las fuerzas sísmicas

Fuerza sísmica inercial del estribo:

$$EQ_{Est} = Kh \times DC_{estribo}$$

$$EQ_{Est} = 0.15 \times 73,18 \text{ ton} = 10,98 \text{ ton}$$

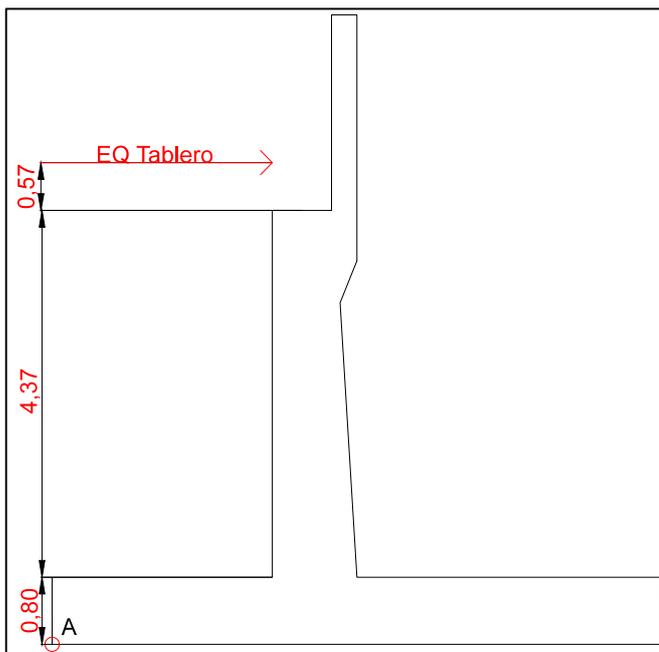
$$M_A EQ_{Est} = EQ_{Est} \times ZA$$

$$M_A EQ_{Est} = 10,98 \text{ ton} \times 3,15 \text{ m} = 34,63 \text{ ton-m}$$

Fuerza sísmica inercial generada por el tablero:

Sabemos que $Z_G=0,57$

Peso del tablero sobre el estribo: $R_{WD} = 24,86 \text{ ton/m}$



$$EQ_{tabl} = A \times R_{WD}$$

$$EQ_{tabl} = 0,30 \times 24,86 \text{ ton}$$

$$EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton}$$

$$M_A EQ_{tab} = EQ_{tab} \times 5,74 \text{ m}$$

$$5,74 \text{ m} = Z_G + 4,37 \text{ m} + 0,80 \text{ m}$$

$$M_A EQ_{tab} = 7,46 \text{ ton} \times 5,74 \text{ m}$$

$$M_A EQ_{tab} = 42,83 \text{ ton-m}$$

Figura 43. Fuerza sísmica inercial generada por el tablero sobre el estribo sin optimizar.

RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

1. Estribo

$$R_{DC \text{ estribo}} = 73,18 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ADC \text{ estribo}} = 325,40 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

2. Tablero

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 73,33 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

3. Carga viva sin impacto

$$R_{LL} = 6,90 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ALL} = 20,37 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

4. Empujes de tierra

$$\text{Estático: } EH = 16,88 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AEH} = 42,19 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

$$\text{Dinámico: } E_{AE} = 18,06 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AE_{AE}} = 48,11 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

5. Flotación

$$B = 2,16 \text{ ton} \quad \uparrow$$

$$M_{AB} = 7,78 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

6. Fuerza longitudinal de frenado

$$LF = 0,38 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{ALF} = 5,15 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

7. Fuerzas sísmicas inerciales

$$\text{Estribo: } EQ_{Est} = 10,98 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AEQ_{Est}} = 34,63 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

Tablero: $EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton}$ ←

$M_AEQ_{tab} = 42,83 \text{ ton} - m$ ↻

3.0.11. Revisión de estabilidad del estribo

Obtención de los esfuerzos sobre el suelo de cimentación.

Nota: Se deben calcular los factores de seguridad al volteo y al deslizamiento sin tener en cuenta la resistencia pasiva del suelo en el frente del muro o estribo y deben ser como mínimo en condiciones normales 1.5 contra deslizamiento y 2.0 contra volteo. En condiciones sísmicas 1.3 contra deslizamiento y 1.5 contra volteo (AASHTO, 2002).

Se utiliza los grupos de combinaciones más desfavorables.

1^{ERA} CONDICIÓN : ESTRIBO SOLO

Grupo I: $\gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B]$

$\gamma=1,0$ $\beta_D=1,0$ $\beta_B=1,0$ $\beta_E=1,3$
--

$R_{DC \text{ estribo}} = 73,18 \text{ ton} \downarrow$ $M_{ADC \text{ estribo}} = 325,40 \text{ ton-m} \curvearrowright$ $B = 2,16 \text{ ton} \uparrow$ $M_{AB} = 7,78 \text{ ton-m} \curvearrowleft$ $EH = 16,88 \text{ ton} \leftarrow$ $M_{AEH} = 42,19 \text{ ton-m} \curvearrowright$
--

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(73,18 \text{ ton}) - (1)(2,16 \text{ ton})]$$

$$R_z = 71,02 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(325,40 \text{ ton-m}) - (1)(7,78 \text{ ton-m}) + (1,3)(42,19 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 262,78 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$d = \frac{262,78 \text{ ton-m}}{71,02 \text{ ton}} = 3,70 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{2,16}{2} - 3,70 = -0,72 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (7,2\text{m})^3 (1) = 31,10 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{Rz}{\text{Área}} \pm \frac{Rz e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{71,02 \text{ ton}}{(1\text{m})(7,2\text{m})} \pm \frac{(71,02 \text{ ton}) (-0,10\text{m})(3,6\text{m})}{31,10 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 10,68 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 9,04 \text{ ton/m}^2$$

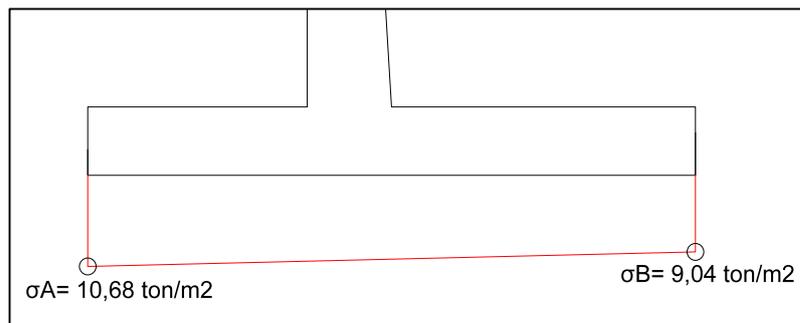


Figura 44. Diagrama de esfuerzos para la 1era condición del estribo sin optimizar.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(325,40 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(7,78 \text{ ton-m})} = 5,20 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(73,18 \text{ ton})}{(1,3)(16,88 \text{ ton})} = 2,17 > 1,5 \text{ OK}$$

2^{DA} CONDICIÓN: PUENTE CARGADO

Grupo I: $\gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B]$

$\gamma=1,0$
$\beta_D=1,0$
$\beta_L=1,0$
$\beta_B=1,0$
$\beta_E=1,3$

$R_{DC\ estribo} = 73,18\ ton\ \downarrow$
$M_{ADC\ estribo} = 325,40\ ton - m\ \curvearrowright$
$R_{DC\ tablero} = 24,86\ ton\ \downarrow$
$M_{ADC\ tablero} = 73,33\ ton - m\ \curvearrowright$
$R_{LL} = 6,90\ ton\ \downarrow$
$M_{ALL} = 20,37\ ton - m\ \curvearrowright$
$B = 2,16\ ton\ \uparrow$
$M_{AB} = 7,78\ ton - m\ \curvearrowleft$
$EH = 16,88\ ton\ \leftarrow$
$M_{AEH} = 42,19\ ton - m\ \curvearrowright$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(73,18\ ton + 24,86\ ton) + (1)(6,90\ ton) - (1)(2,16\ ton)]$$

$$R_z = 102,78\ ton$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(325,40\ ton - m + 73,33\ ton - m) + (1)(20,37\ ton - m) - (1)(7,78\ ton - m) -$$

$$(1,3)(42,19\ ton - m)]$$

$$M_A = 356,47\ ton - m$$

$$d = \frac{MA}{Rz}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{356,47 \text{ ton-m}}{102,78 \text{ ton}} = 3,47 \text{ m}$$

$$e = \frac{7,2}{2} - 3,47 = 0,13 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (7,2\text{m})^3 (1) = 31,10 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{Rz}{\text{Área}} \pm \frac{Rz e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{102,78 \text{ ton}}{(1\text{m})(7,2\text{m})} \pm \frac{(102,78 \text{ ton})(0,13\text{m})(3,6\text{m})}{31,10 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 15,84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 12,71 \text{ ton/m}^2$$

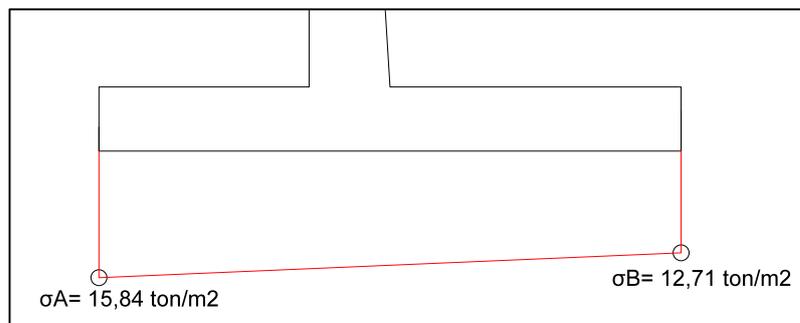


Figura 45. Diagrama de esfuerzos para la 2da condición del estribo sin optimizar..

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(325,40 \text{ ton-m} + 73,33 \text{ ton-m}) + (1)(20,37 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(7,78 \text{ ton-m})}$$

$$F_s \text{ volteo} = 6,69 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0,65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(102,78 \text{ ton})}{(1,3)(16,88 \text{ ton})} = 3,05 > 1,5 \text{ OK}$$

3^{ERA} CONDICIÓN

Grupo II: $\gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B]$

$\gamma=1,0$
$\beta_D=1,0$
$\beta_B=1,0$
$\beta_E=1,0$

$R_{DC \text{ estribo}} = 73,18 \text{ ton} \downarrow$
$M_{ADC \text{ estribo}} = 325,40 \text{ ton-m} \curvearrowright$
$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \downarrow$
$M_{ADC \text{ tablero}} = 73,33 \text{ ton-m} \curvearrowright$
$B = 2,16 \text{ ton} \uparrow$
$M_{AB} = 7,78 \text{ ton-m} \curvearrowright$
$EH = 16,88 \text{ ton} \leftarrow$
$M_{AEH} = 42,19 \text{ ton-m} \curvearrowright$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(73,18 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) - (1)(2,16 \text{ ton})]$$

$$R_z = 95,88 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(325,40 \text{ ton-m} + 73,33 \text{ ton-m}) - (1)(7,78 \text{ ton-m}) - (1)(42,19 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 348,76 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{Rz}$$

$$d = \frac{348,76 \text{ ton-m}}{95,88 \text{ ton}} = 3,64 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{7,2}{2} - 3,64 = -0,04 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (7,2\text{m})^3 (1) = 31,10 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{Rz}{\text{Área}} \pm \frac{Rz e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{95,88 \text{ ton}}{(1\text{m})(7,2\text{m})} \pm \frac{(95,88 \text{ ton}) (-0,04\text{m})(3,6\text{m})}{31,10 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 13,73 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 12,90 \text{ ton/m}^2$$

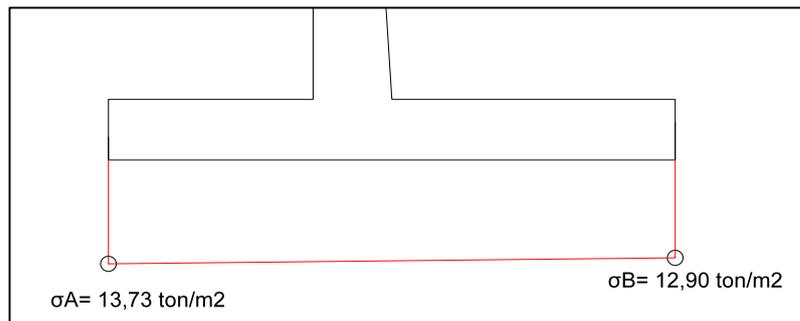


Figura 46. Diagrama de esfuerzos para la 3era condición del estribo sin optimizar.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(325,40 \text{ ton-m} + 73,33 \text{ ton-m})}{(1)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(7,78 \text{ ton-m})} = 7,98 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(95,88 \text{ ton})}{(1)(16,88 \text{ ton})} = 3,69 > 1,5 \text{ OK}$$

4^{TA} CONDICIÓN

$$\text{Grupo III} = \gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{LF} LF]$$

$\gamma=1,0$
$\beta_D=1,0$
$\beta_L=1,0$
$\beta_B=1,0$
$\beta_E=1,3$
$\beta_{LF}=1,0$

$R_{DC \text{ estribo}} = 73,18 \text{ ton} \downarrow$
$M_{ADC \text{ estribo}} = 325,40 \text{ ton-m} \curvearrowright$
$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \downarrow$
$M_{ADC \text{ tablero}} = 73,33 \text{ ton-m} \curvearrowright$
$R_{LL} = 6,90 \text{ ton} \downarrow$
$M_{ALL} = 20,37 \text{ ton-m} \curvearrowright$
$B = 2,16 \text{ ton} \uparrow$
$M_{AB} = 7,78 \text{ ton-m} \curvearrowleft$
$EH = 16,88 \text{ ton} \leftarrow$
$M_{AEH} = 42,19 \text{ ton-m} \curvearrowright$
$LF = 0,38 \text{ ton} \leftarrow$
$M_{ALF} = 5,15 \text{ ton-m} \curvearrowright$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(73,18 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) + (1)(6,90 \text{ ton}) - (1)(2,16 \text{ ton})]$$

$$R_z = 102,78 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(325,40 \text{ ton-m} + 73,33 \text{ ton-m}) + (1)(20,37 \text{ ton-m}) - (1)(7,78 \text{ ton-m}) - (1,3)(42,19 \text{ ton-m}) - (1)(5,15 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 351,32 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{351,32 \text{ ton-m}}{102,78 \text{ ton}} = 3,42 \text{ m}$$

$$e = \frac{7,2}{2} - 3,42 = 0,18 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (7,2 \text{ m})^3 (1) = 31,10 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{102,78 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(7,2 \text{ m})} \pm \frac{(102,78 \text{ ton})(0,18 \text{ m})(3,6 \text{ m})}{31,10 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 16,44 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 12,11 \text{ ton/m}^2$$

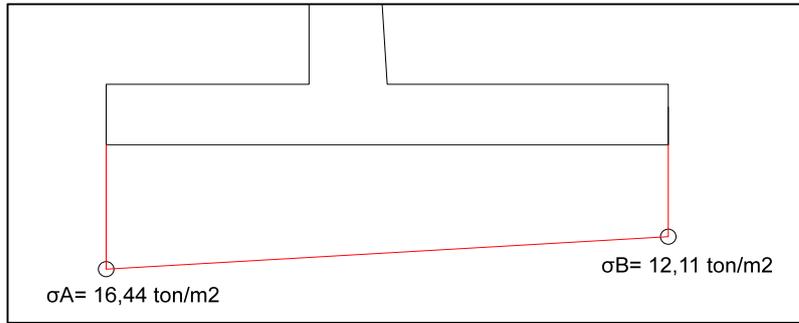


Figura 47. Diagrama de esfuerzos para la 4ta condición del estribo sin optimizar

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(325,40 \text{ ton-m} + 73,33 \text{ ton-m}) + (1)(20,37 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(7,78 \text{ ton-m}) + (1)(5,15 \text{ ton-m})} =$$

$$F_s \text{ volteo} = 6,18 > 2 \text{ OK}$$

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{\sum F \text{ estabilizantes}}{\sum F \text{ desestabilizantes}}$$

μ = Factor de rozamiento (0,65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(101,84)}{(1,3)(16,88 \text{ ton}) + (1)(0,38)} = 2,99 > 1,5 \text{ Ok}$$

5^{TA} CONDICIÓN

$$\text{Grupo VII} = \gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{EQ} EQ]$$

$\gamma = 1,0$
$\beta_D = 1,0$
$\beta_B = 1,0$
$\beta_E = 1,0$
$\beta_{EQ} = 1,0$

$R_{DC \text{ estribo}} = 73,18 \text{ ton} \downarrow$
$M_{ADC \text{ estribo}} = 325,40 \text{ ton} - m \curvearrowright$
$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \downarrow$
$M_{ADC \text{ tablero}} = 73,33 \text{ ton} - m \curvearrowright$
$B = 2,16 \text{ ton} \uparrow$
$M_{AB} = 7,78 \text{ ton} - m \curvearrowright$
$E_{AE} = 18,06 \text{ ton} \leftarrow$
$M_{AE_{AE}} = 48,11 \text{ ton} - m \curvearrowright$
$EQ_{Est} = 10,98 \text{ ton} \leftarrow$
$M_{AE_{EQ_{Est}}} = 34,63 \text{ ton} - m \curvearrowright$
$EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton} \leftarrow$
$M_{AE_{EQ_{tab}}} = 42,83 \text{ ton} - m \curvearrowright$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(73,18 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) - (1)(2,16 \text{ ton})]$$

$$R_z = 95,88 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(325,40 \text{ ton}\cdot\text{m} + 73,33 \text{ ton}\cdot\text{m}) - (1)(48,11 \text{ ton}\cdot\text{m}) - (1)(7,78 \text{ ton}\cdot\text{m}) - (1)(34,63 \text{ ton}\cdot\text{m} + 42,83 \text{ ton}\cdot\text{m})]$$

$$M_A = 265,38 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{265,38 \text{ ton}\cdot\text{m}}{95,88 \text{ ton}} = 2,77 \text{ m}$$

$$e = \frac{7,2}{2} - 2,77 = 0,83 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (7,2 \text{ m})^3 (1) = 31,10 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{95,88 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(7,2 \text{ m})} \pm \frac{(95,88 \text{ ton})(0,83 \text{ m})(3,6 \text{ m})}{31,10 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 22,55 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 4,08 \text{ ton/m}^2$$

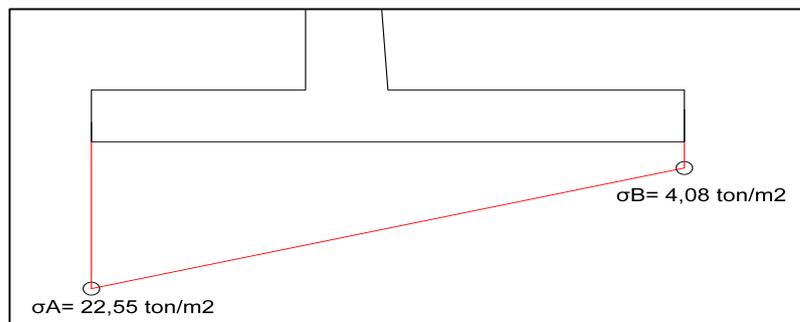


Figura 48. Diagrama de esfuerzos para la 5ta condición del estribo sin optimizar.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

Fs volteo=

$$\frac{(1)(325.40 \text{ ton-m} + 73.33 \text{ ton-m})}{(1)(64.65 \text{ ton-m}) + (1)(7.78 \text{ ton-m}) + (1)(34.63 \text{ ton-m} + 42.83 \text{ ton-m})}$$

Fs volteo= 2,99 > 1,5 OK

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{\sum F_{\text{estabilizantes}}}{\sum F_{\text{desestabilizantes}}}$$

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0.65)(95.88 \text{ ton})}{(1)(18.06 \text{ ton}) + (1)(10.98 \text{ ton} + 7.46 \text{ ton})} = 1,71 > 1,3 \text{ OK}$$

Ver ANEXO 1.

Se proponen 3 alternativas con diferentes geometrías en los estribos, en los cuales se optimiza cada uno según su diseño. A continuación, procedemos a explicar el análisis estructural y método de cálculo para cada uno de ellos.

3.10. Optimización

3.10.1. Primera optimización

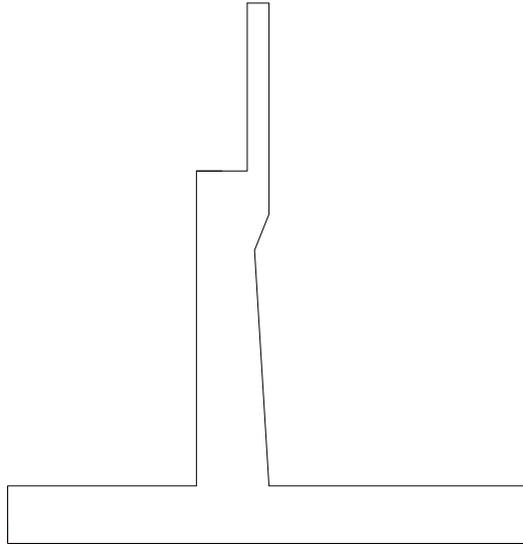


Figura 49. Diseño de estribo- Optimización 1.

- **Centroide de la sección transversal**

$$Z_G = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_{3...} + A_n Z_n}{A_1 + A_2 + A_{3...} + A_n}$$

$$Z_G = \frac{(5.9 \times 0.24) \left(\frac{0.24}{2}\right) + 2(0.45 \times 1.90) \left(\frac{1.90}{2}\right)}{(5.90 \times 0.24) + 2(0.45 \times 1.90)}$$

$$Z_G = 0.57 \text{ m}$$

$$\frac{7,5 \text{ m}}{12} \geq t \leq \frac{7,5 \text{ m}}{10}$$

$$0,63 \text{ m} \geq t \leq 0,75 \text{ m}$$

Se adopta $t = 0,65 \text{ m}$

e debe estar entre 0,20 m y 0,30 m.

Se adopta $e = 0,20 \text{ m}$

B es la longitud de la zapata va entre $0,4 H$ a $0,7H$; donde H es la altura total del estribo.

$$0,4 (7,5 \text{ m}) \geq B \leq 0,7 (7,5 \text{ m})$$

$$3,0 \text{ m} \geq B \leq 5,25 \text{ m}$$

Se adopta $B = 4,70 \text{ m}$

h' es el espesor de zapata que se obtiene mediante la relación $\frac{H}{12}$

$$h' = \frac{7,5 \text{ m}}{12}$$

$$h' = 0,63 \text{ m}$$

Se adopta $h' = 0,65 \text{ m}$

$L_{\text{pie}} = \frac{B}{3}$; donde la base es el largo de la zapata que se utilizó.

$$L_{\text{pie}} = \frac{4,70 \text{ m}}{3}$$

$$L_{\text{pie}} = 1,57 \text{ m}$$

Se adopta $L_{\text{pie}} = 1,30 \text{ m}$

Para determinar la longitud del talón del estribo se realiza la siguiente operación:

$$L_{\text{talón}} = B - L_{\text{pie}} - t$$

$$L_{\text{talón}} = 4,70 \text{ m} - 1,30 \text{ m} - 0,65 \text{ m} = 2,75 \text{ m}$$

- **Reacción sobre el estribo debido al peso del tablero:**

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} = 2.2 \text{ ton/m}^3$$

DC_{tablero}: Peso muerto generado por la superestructura. Ver Tabla 5.

$$R_{DC \text{ tablero}} = \frac{DC_{\text{tablero}}}{\text{No. Estribos externos} \times \text{Ancho del puente}}$$

$$R_{DC \text{ tablero}} = \frac{293,30}{2 \times 5,90}$$

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton}$$

- **Cargas vivas sin impacto sobre el estribo**

Para efectos de diseño se evalúa solo una línea de rueda. Ver Figura 32.

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A(30) = 10(30) + 10(25,73) + 2,5(21,46)$$

$$R_A = 20,37 \text{ ton}$$

- **Ancho tributario o aferente de viga**

$$\text{Ancho tributario} = 1,225 + 0,45 + \frac{2,55}{2}$$

$$\text{Ancho tributario} = 2,95 \text{ m}$$

Ver Figura 33.

Entonces, la reacción de la carga viva es:

$$R_{LL} = \frac{R_A}{\text{Ancho tributario}}$$

$$R_{LL} = \frac{20,37 \text{ ton}}{2,95 \text{ m}} = 6,90 \text{ ton}$$

- **Obtención del peso propio del estribo**

Geometría del estribo

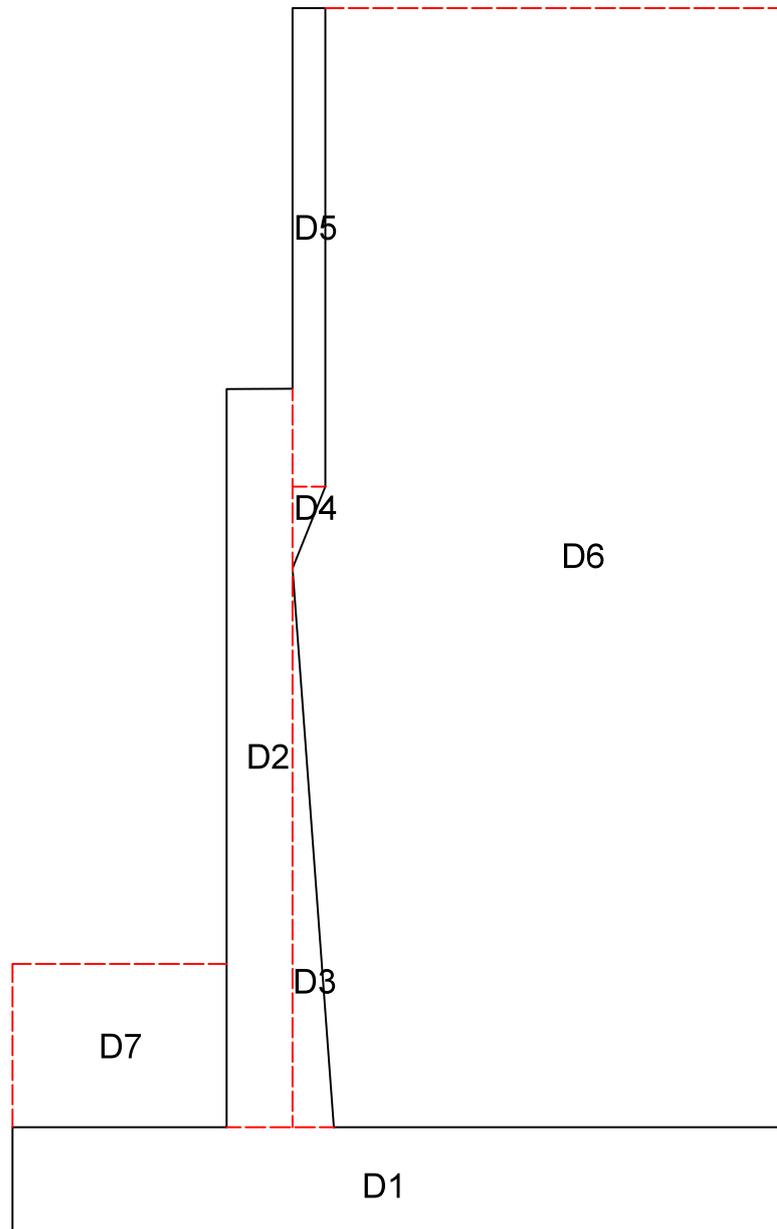


Figura 51. Geometría del estribo- Optimización 1.

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

Tabla 8. Geometría del estribo-Optimización 1 con sus respectivos brazos de palanca

No.	$DC_{estribo}$ (ton/m)	XA	DC x XA	ZA	DC x ZA	
D1	$4,70 \times 0,65 \times 2,4 =$	7,33	2,35	17,2302	0,325	2,38
D2	$0,40 \times 4,52 \times 2,4 =$	4,34	1,5	6,51	2,91	12,63
D3	$[(0,65-0,40) \times 3,42] / 2 \times 2,4 =$	1,03	1,78	1,83	1,79	1,84
D4	$(0,20 \times 0,50) / 2 \times 2,4 =$	0,12	1,77	0,21	4,4	0,53
D5	$0,20 \times 2,93 \times 2,4 =$	1,41	1,8	2,53	6,035	8,49
D6	$2,75 \times (7,5-0,65) \times 1,8 =$	33,91	3,33	112,74	4,075	138,17
D7	$1,30 \times 1,0 \times 1,8$	2,34	0,65	1,52	1,15	2,691
$\Sigma =$		50,47		142,58		166,7

$DC_{estribo}$: Peso muerto generado por el estribo de concreto, evaluado para un

metro lineal de la estructura

Momento con respecto al punto A del estribo:

$$M_A DC_{estribo} = 142,58 \text{ ton} - m$$

Punto de aplicación de la resultante:

$$XA = \frac{DC \times XA}{DC_{estribo}}$$

$$XA = \frac{142,58 \text{ ton} - m}{50,47 \text{ ton}} = 2,82 \text{ m}$$

Punto de aplicación inercial del estribo (fuerzas sísmicas):

$$ZA = \frac{DC \times ZA}{DC_{estribo}}$$

$$ZA = \frac{166,7 \text{ ton} - m}{50,47 \text{ ton}} = 3,30 \text{ m}$$

- **Obtención de los momentos producidos por las cargas de la superestructura con respecto al punto a**

Por carga muerta:

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton}$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \times \left(\frac{0,4}{2} \text{ m} + 1,3\text{m} \right)$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 37,28 \text{ ton-m}$$

Por carga viva sin impacto:

$$R_{LL} = 6,90 \text{ ton}$$

$$M_{ALL} = 6,90 \text{ ton/m} \times \left(\frac{0,4}{2} \text{ m} + 1,3\text{m} \right)$$

$$M_{ALL} = 10,36 \text{ ton-m}$$

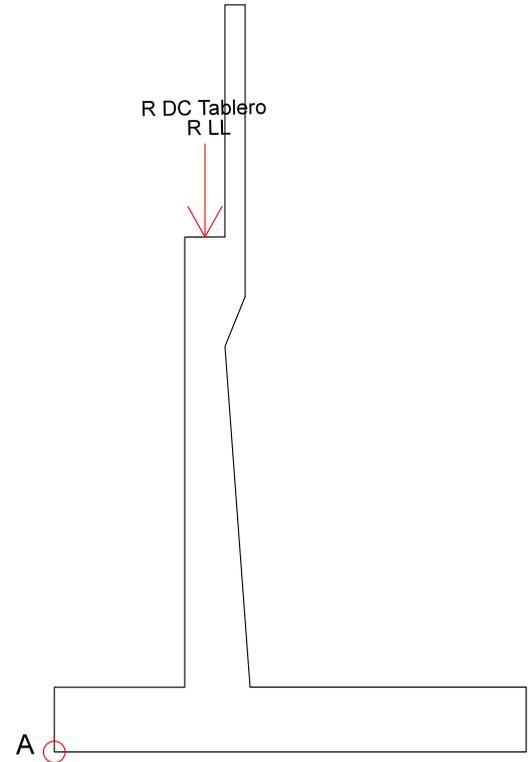


Figura 52. Carga de la superestructura sobre el estribo- Optimización 1 con respecto al punto A

- **Calculo de empuje de tierra sobre el estribo**

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\Phi = 30^\circ$$

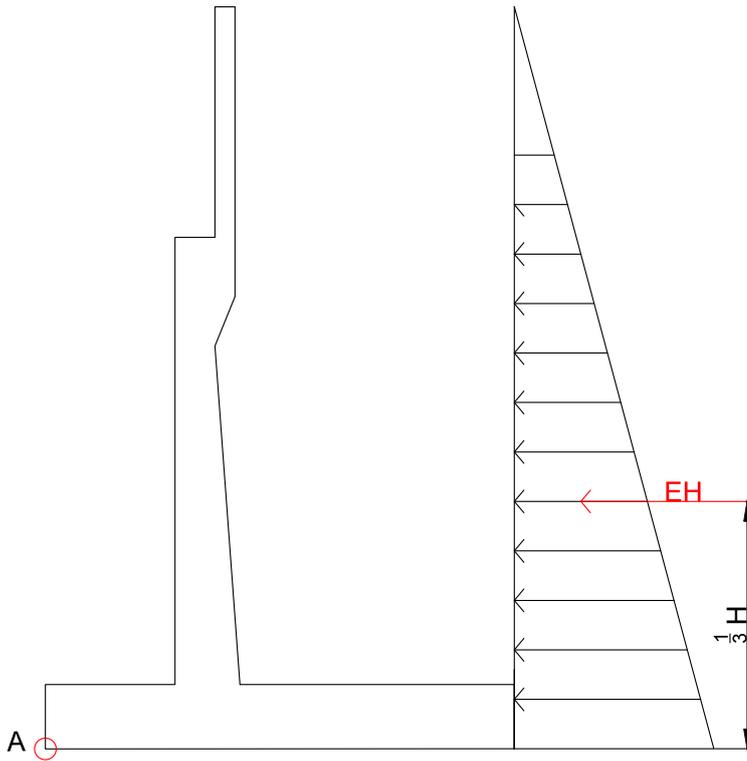
Empuje activo estático

Coefficiente estático de empujes de tierra:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \Phi}{1 + \text{sen } \Phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 30^\circ}{1 + \text{sen } 30^\circ} = 0.33$$

Empuje activo estático:



$$EH = \frac{1}{2} \gamma Ka H^2$$

$$EH = 16.88 \text{ ton}$$

$$M_{AEH} = EH \times \frac{H}{3}$$

$$M_{AEH} = 42.19 \text{ ton-m}$$

Figura 53. Empuje activo sobre el estribo- Optimización 1 con respecto al punto A

Empuje activo dinámico

Ver tabla 7. Entonces:

$$A = 0,30g$$

Coeficiente sísmico horizontal:

$$Kh = \frac{A}{2}$$

$$Kh = \frac{0.30}{2} = 0.15$$

Coeficiente sísmico vertical:

$$Kv = \frac{Kh}{2}$$

$$Kv = \frac{0.15}{2} = 0.075$$

Ángulo de Inercia Sísmico:

$$\theta = \text{tang}^{-1}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right)$$

$$\theta = \text{tang}^{-1}\left(\frac{0.15}{1 - 0.075}\right)$$

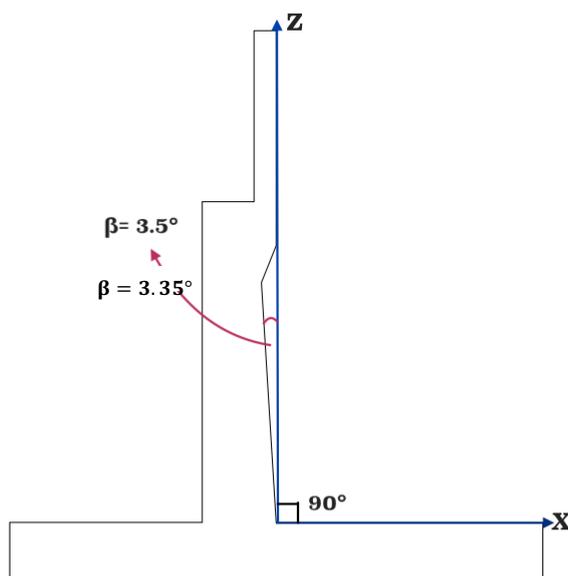
$$\theta = 9.21^\circ$$

Coefficiente dinámico de empujes de tierra:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

Siendo Ψ igual a :

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \text{sen}(\Phi + \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}}\right]$$



$$\beta = \text{tang}^{-1}\left(\frac{0.20 \text{ cm}}{3.42 \text{ cm}}\right)$$

$$\beta = 3.35^\circ$$

Figura 54. Visualización del ángulo de inclinación del paramento interior.

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30^\circ + 0) \text{sen}(30^\circ - 9.21^\circ - 0)}{\cos(0 + 3.35^\circ + 9.21^\circ) \cos(0 - 3.35^\circ)}}\right]^2$$

$$\Psi = 2.46$$

Por lo tanto:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30^\circ - 9.21^\circ - 0)}{2.46 \cos(9.21^\circ) \cos^2(3.35^\circ) \cos(0 + 3.35^\circ + 9.21^\circ)}$$

$$K_{AE} = 0.38$$

Empuje activo dinámico:

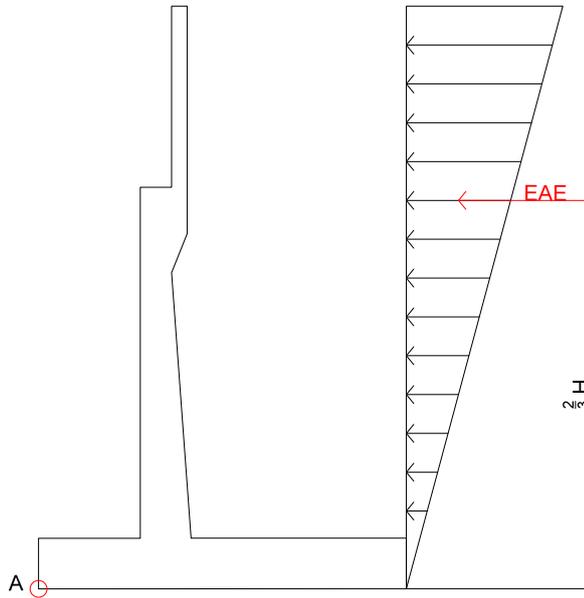


Figura 55. Empuje activo dinámico sobre el estribo-
Optimización 1 con respecto al punto A

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_v) K_{AE} H^2$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} (1,8 \text{ ton/m}^3) (1 - 0,075) (0,38) (7,5)^2$$

$$E_{AE} = 18.02 \text{ ton}$$

Diferencia entre empujes:

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_H$$

$$\Delta E_{AE} = 18,02 \text{ ton} - 16.88 \text{ ton}$$

$$\Delta E_{AE} = 1,14 \text{ ton}$$

$$M_{AE} = EH \frac{H}{3} + \Delta E_{AE} \frac{2H}{3}$$

$$M_{AE} = 16,88 \text{ ton} \frac{7,5 \text{ m}}{3} + 1,14 \text{ ton} \frac{2(7,5 \text{ m})}{3} = 47.90 \text{ ton-m}$$

▪ **Flotación.**

B: Carga por flotación

$$\gamma_{agua}: 1,0 \text{ ton/m}^3$$

$$NF = 0,30 \text{ m}$$

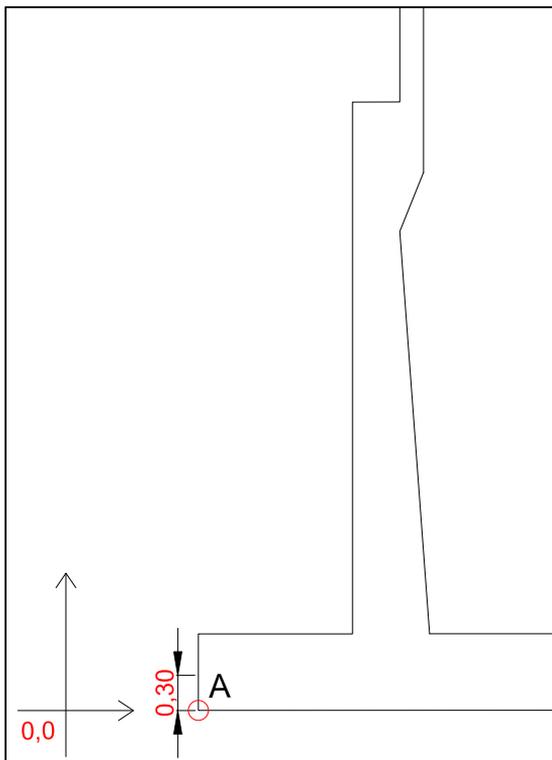


Figura 56. Visualización del nivel freático.

$$\mu = \gamma_{agua} NF$$

$$\mu = 1,0 \text{ ton/m}^3 \times 0,30 \text{ m}$$

$$\mu = 0,3 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Área de la zapata} = 1 \text{ m} \times 4,70 \text{ m}$$

$$\text{Área de la zapata} = 4,70 \text{ m}^2$$

$$B = \mu \times \text{Área de la zapata}$$

$$B = 0,3 \text{ ton/m}^2 \times 4,70 \text{ m}$$

$$B = 1,41 \text{ ton}$$

$$M_{AB} = B \times \frac{\text{Long zapata}}{2}$$

$$M_{AB} = 1,41 \text{ ton} \times \frac{4,70\text{m}}{2}$$

$$M_{AB} = 3,31 \text{ ton-m}$$

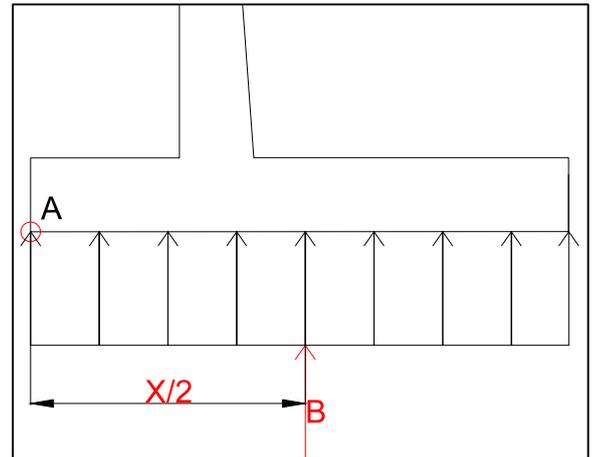


Figura 57. Fuerza de flotación con respecto al punto A.

- **Fuerza longitudinal de frenado**

Camión de diseño HS-MTOP: 45ton. Ver figura 41.

LF: Carga por frenado. Ver Figura 42.

Nº carriles= 1

$$LF = \frac{5\% \times \text{No.carriles} \times \text{Camión de diseño}}{\text{Ancho de puente}}$$

$$BR = 0.38 \text{ ton}$$

$$M_{ALF} = LF \times H \times 1.8 \text{ m}$$

$$M_{ALF} = 5.15 \text{ ton-m}$$

- **Determinación de las fuerzas sísmicas.**

Fuerza sísmica inercial del estribo:

$$EQ_{Est} = Kh \times DC_{estribo}$$

$$EQ_{Est} = 0.15 \times 50,47 \text{ ton}$$

$$EQ_{Est} = 7,57 \text{ ton}$$

$$M_A EQ_{Est} = EQ_{Est} \times ZA$$

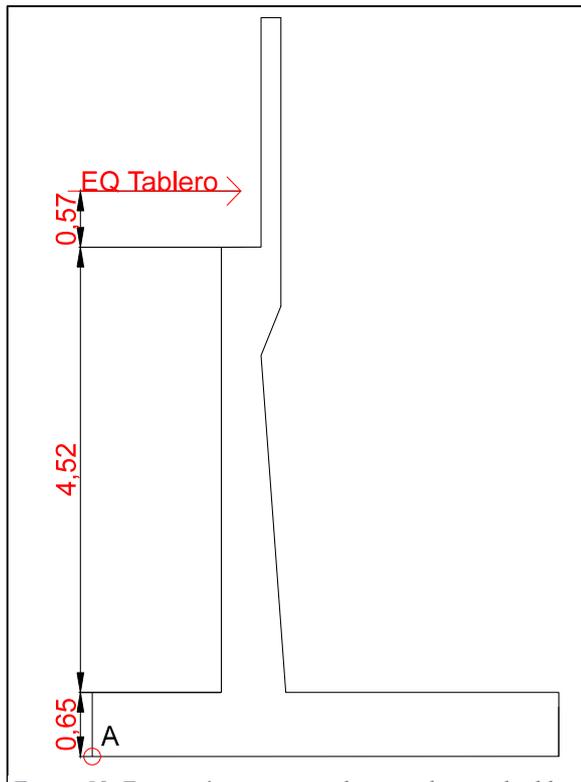
$$M_A EQ_{Est} = 7,57 \text{ ton} \times 3,30 \text{ m}$$

$$M_A EQ_{Est} = 25,01 \text{ ton} - \text{m}$$

Fuerza sísmica inercial generada por el tablero:

Sabemos que $Z_G=0,57$

Peso del tablero sobre el estribo: $R_{WD} = 24,86 \text{ ton/m}$



$$EQ_{tabl} = A \times R_{WD}$$

$$EQ_{tabl} = 0,30 \times 24,86 \text{ ton}$$

$$EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton}$$

$$M_A EQ_{tab} = EQ_{tab} \times 5,74 \text{ m}$$

$$5,74 \text{ m} = Z_G + 4,52 \text{ m} + 0,65 \text{ m}$$

$$M_A EQ_{tab} = 7,46 \text{ ton} \times 5,74 \text{ m}$$

$$M_A EQ_{tab} = 42,83 \text{ ton} - \text{m}$$

Figura 58. Fuerza sísmica inercial generada por el tablero sobre el estribo- Optimización I.

RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

8. Estribo

$$R_{DC \text{ estribo}} = 50,47 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ADC \text{ estribo}} = 142,58 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

9. Tablero

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 37,28 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

10. Carga viva sin impacto

$$R_{LL} = 6,90 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ALL} = 10,36 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

11. Empujes de tierra

$$\text{Estático: } EH = 16,88 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AEH} = 42,19 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

$$\text{Dinámico: } E_{AE} = 18,02 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AE_{AE}} = 47,90 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

12. Flotación

$$B = 1,41 \text{ ton} \quad \uparrow$$

$$M_{AB} = 3,31 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

13. Fuerza longitudinal de frenado

$$BR = 0,38 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{ABR} = 5,15 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

14. Fuerzas sísmicas inerciales

$$\text{Estribo: } EQ_{Est} = 7,57 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AEQ_{Est}} = 25,01 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

Tablero: $EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton}$ ←

$M_AEQ_{tab} = 42,83 \text{ ton} - m$ ↻

▪ **Revisión de estabilidad del estribo**

Obtención de los esfuerzos sobre el suelo de cimentación.

Se utiliza los grupos de combinaciones mas desfavorables.

1^{ERA} CONDICIÓN : ESTRIBO SOLO

Grupo I: $\gamma[\beta_D D+ \beta_E E+ \beta_B B]$

$\sum F_z=0$

$R_z= 1[(1)(50,47 \text{ ton}) - (1)(1,41 \text{ ton})]$

$R_z= 49,06 \text{ ton}$

$\sum M_A=0$

$M_A=1[(1)(142,58 \text{ ton-m})- (1)(3,31 \text{ ton-m})-(1,3)(42,19 \text{ ton-m})]$

$M_A= 84,42 \text{ ton-m}$

$d= \frac{MA}{R_z}$

$e= \frac{B}{2} -d$

$d= \frac{84,42 \text{ ton-m}}{49,06 \text{ ton}} = 1,72 \text{ m}$

$e= \frac{4,7}{2} -1,72 = 0,63 \text{ m}$

$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$

$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,7\text{m})^3 (1) = 8,65 \text{ m}^4$

$$\sigma = \frac{Rz}{\text{Área}} \pm \frac{Rz e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{49,06 \text{ ton}}{(1\text{m})(4,7\text{m})} \pm \frac{(49,06 \text{ ton})(0,63\text{m})(2,35\text{m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 18,82 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 2,05 \text{ ton/m}^2$$

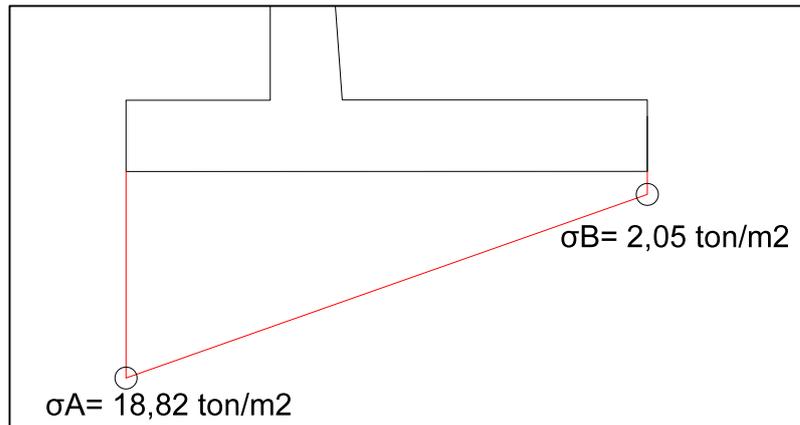


Figura 59. Diagrama de esfuerzos para la 1era condición del estribo-Optimización 1.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(142,58 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m})} = 2,45 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(50,47 \text{ ton})}{(1,3)(16,88 \text{ ton})} = 1,5 > 1,5 \text{ OK}$$

2^{DA} CONDICIÓN: ESTRIBO CARGADO

Grupo I: $\gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B]$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(50,47 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) + (1)(6,90 \text{ ton}) - (1)(1,41 \text{ ton})]$$

$$R_z = 80,82 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(142,58 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) + (1)(10,36) - (1)(3,31 \text{ ton-m}) - (1,3)(42,19 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 132,06 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{132,06 \text{ ton-m}}{80,82 \text{ ton}} = 1,63 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,7}{2} - 1,63 = 0,72 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,7 \text{ m})^3 (1) = 8,65 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{80,82 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,7 \text{ m})} \pm \frac{(80,82 \text{ ton})(0,72 \text{ m})(2,35 \text{ m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 32,91 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 1,48 \text{ ton/m}^2$$

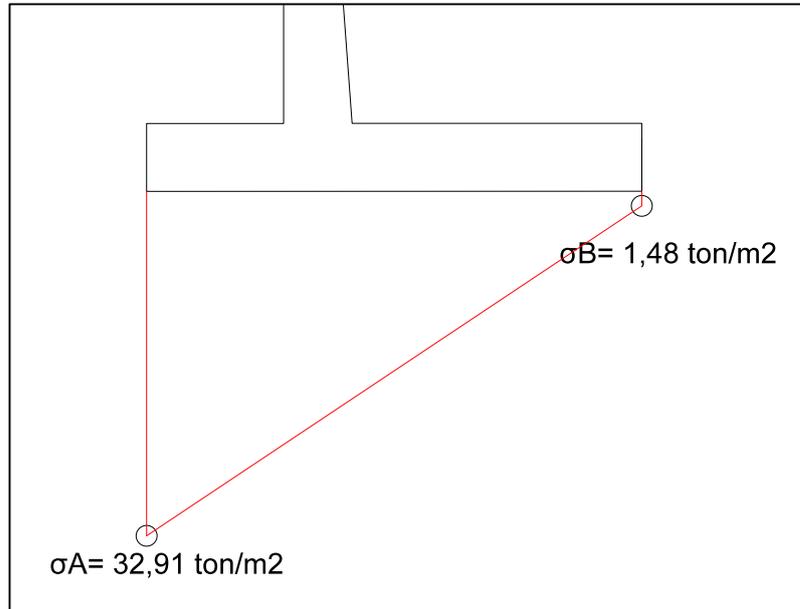


Figura 60. Diagrama de esfuerzos para la 2da condición del estribo-Optimización 1.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(142,58 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) + (1)(10,36 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m})}$$

$$F_s \text{ volteo} = 3,27 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0,65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(80,82 \text{ ton})}{(1,3)(16,88 \text{ ton})} = 2,39 > 1,5 \text{ OK}$$

3^{ERA} CONDICIÓN

Grupo II: $\gamma[\beta_D D+ \beta_E E+ \beta_B B]$

$$\sum F_z=0$$

$$R_z= 1[(1)(50,47 \text{ ton}+24,86 \text{ ton}) -(1)(1,41 \text{ ton})]$$

$$R_z= 73,92 \text{ ton}$$

$$\sum M_A=0$$

$$M_A= 1[(1)(142,58 \text{ ton}\cdot\text{m}+37,28\text{ton}\cdot\text{m})-(1)(3,31 \text{ ton}\cdot\text{m})-(1)(42,19 \text{ ton}\cdot\text{m})]$$

$$M_A= 134,36 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$d= \frac{MA}{R_z}$$

$$e= \frac{B}{2} -d$$

$$d= \frac{134,36 \text{ ton}\cdot\text{m}}{73,92 \text{ ton}} = 1,82 \text{ m}$$

$$e= \frac{4,7}{2} -1,82 = 0,53 \text{ m}$$

$$I_{yy}= \frac{1}{12}b^3h$$

$$I_{yy}= \frac{1}{12}(4,7\text{m})^3(1) = 8,65 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x= \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{73,92 \text{ ton}}{(1\text{m})(4,7\text{m})} \pm \frac{(73,92 \text{ ton}) (0,53\text{m})(2,35\text{m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A= 26,41 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B= 5,04 \text{ ton/m}^2$$

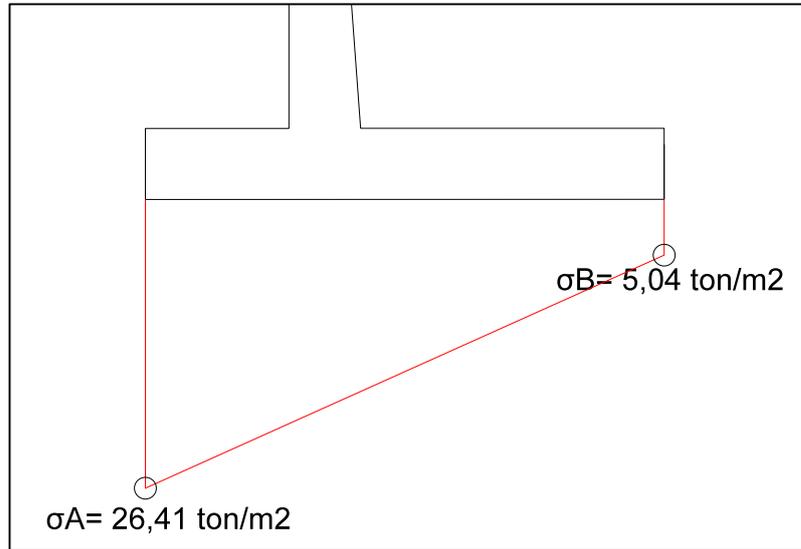


Figura 61. Diagrama de esfuerzos para la 3era condición del estribo-Optimización 1.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(142,58 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m})}{(1)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m})} = 3,95 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(73,92)}{(1)(16,88 \text{ ton})} = 2,85 > 1,5 \text{ OK}$$

4^{TA} CONDICIÓN

$$\text{Grupo III} = \gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{LF} LF]$$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(50,47 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) + (1)(6,90 \text{ ton}) - (1)(1,41 \text{ ton})]$$

$$R_z = 80,82 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(142,58 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) + (1)(10,36 \text{ ton-m}) - (1)(3,31 \text{ ton-m}) - (1,3)(42,19 \text{ ton-m}) - (1)(5,15 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 126,91 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{126,91 \text{ ton-m}}{80,82 \text{ ton}} = 1,57 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,7}{2} - 1,57 = 0,78 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,7 \text{ m})^3 (1) = 8,65 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{80,82 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,7 \text{ m})} \pm \frac{(80,82 \text{ ton})(0,78 \text{ m})(2,35 \text{ m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 34,31 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 0,08 \text{ ton/m}^2$$

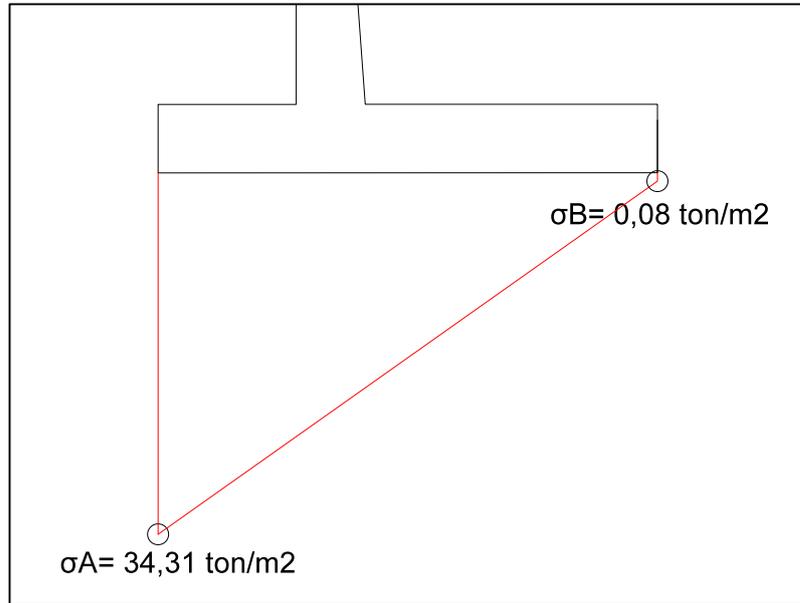


Figura 62. Diagrama de esfuerzos para la 4ta condición del estribo-Optimización I.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(142,58 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) + (1)(10,36 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m}) + (1)(5,15 \text{ ton-m})} =$$

$$F_s \text{ volteo} = 3,0 > 2 \text{ OK}$$

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{\sum F \text{ estabilizantes}}{\sum F \text{ desestabilizantes}}$$

$$\mu = \text{Factor de rozamiento (0,65)}$$

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(80,82)}{(1,3)(16,88 \text{ ton}) + (1)(0,38)} = 2,35 > 1,5 \text{ OK}$$

5^{TA} CONDICIÓN

$$\text{Grupo VII} = \gamma [\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{EQ} EQ]$$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(50,47 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) - (1)(1,41 \text{ ton})]$$

$$R_z = 73,92 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(142,58 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) - (1)(3,31 \text{ ton-m}) - (1)(47,90 \text{ ton-m}) - (1)(25,01 \text{ ton-m} + 42,83 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 60,80 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$d = \frac{60,80 \text{ ton-m}}{73,92 \text{ ton}} = 0,82 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{4,7}{2} - 0,82 = 1,53 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,7 \text{ m})^3 (1) = 8,65 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{73,92 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,7 \text{ m})} \pm \frac{(73,92 \text{ ton})(1,53 \text{ m})(2,35 \text{ m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 46,39 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = -14,94 \text{ ton/m}^2$$

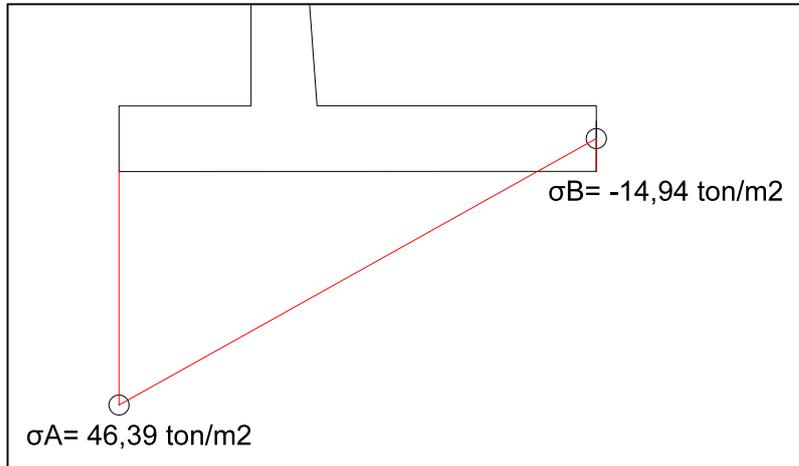


Figura 63. Diagrama de esfuerzos para la 5ta condición del estribo-Optimización 1.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

$F_s \text{ volteo} =$

$$\frac{(1)(142,58 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m})}{(1)(47,90 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m}) + (1)(25,01 \text{ ton-m} + 42,83 \text{ ton-m})}$$

$F_s \text{ volteo} = 1,5 > 1,5 \text{ OK}$

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{\sum F \text{ estabilizantes}}{\sum F \text{ desestabilizantes}}$$

$\mu =$ Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0.65)(73,92 \text{ ton})}{(1)(18,02 \text{ ton}) + (1)(7,57 \text{ ton} + 7.46 \text{ ton})} = 1,45 > 1,3 \text{ OK}$$

Ver ANEXO 2.

3.10.2. Segunda optimización

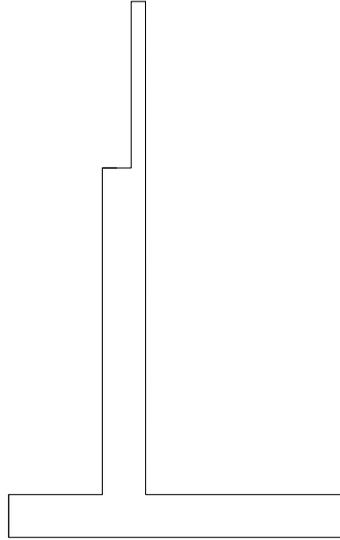


Figura 64. Diseño de estribo-Optimización 2.

- **Centroide de la sección transversal**

$$Z_G = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_{3...} + A_n Z_n}{A_1 + A_2 + A_{3...} + A_n}$$

$$Z_G = \frac{(5.9 \times 0.24) \left(\frac{0.24}{2}\right) + 2(0.45 \times 1.90) \left(\frac{1.90}{2}\right)}{(5.90 \times 0.24) + 2(0.45 \times 1.90)}$$

$$Z_G = 0.57 \text{ m}$$

- **Predimensionamiento**

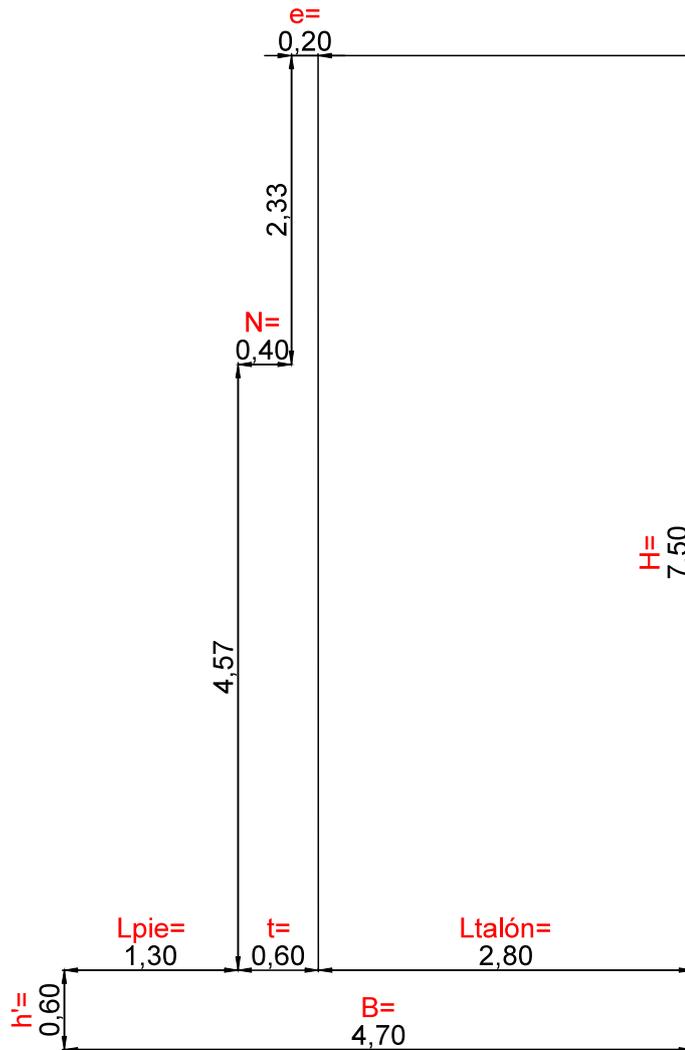


Figura 65. Dimensiones-Optimización 2.

$N = 30,5 + 0,25L + 1,0H$; donde H es la altura de la pila central, por lo tanto, en este caso es igual a 0.

$$N = 30,5 + 0,25(30) + 1,0(0)$$

$$N = 38 \text{ cm}$$

Se adopta $N = 40 \text{ cm}$

t es el espesor de pantalla que va entre $\frac{H}{12}$ y $\frac{H}{10}$; donde H es la altura total del estribo.

$$\frac{7,5 \text{ m}}{12} \geq t \leq \frac{7,5 \text{ m}}{10}$$

$$0,63 \text{ m} \geq t \leq 0,75 \text{ m}$$

Se adopta $t = 0.60 \text{ m}$

e debe estar entre 0,20 m y 0,30 m.

Se adopta $e = 0,20 \text{ m}$

B es la longitud de la zapata va entre $0,4 H$ a $0,7H$; donde H es la altura total del estribo.

$$0,4 (7,5 \text{ m}) \geq B \leq 0,7 (7,5 \text{ m})$$

$$3,0 \text{ m} \geq B \leq 5,25 \text{ m}$$

Se adopta $B = 4.70 \text{ m}$

h' es el espesor de zapata que se obtiene mediante la relación $\frac{H}{12}$

$$h' = \frac{7,5 \text{ m}}{12}$$

$$h' = 0,63 \text{ m}$$

Se adopta $h' = 0.60 \text{ m}$

$L_{\text{pie}} = \frac{B}{3}$; donde la base es el largo de la zapata que se utilizó.

$$L_{\text{pie}} = \frac{4,70 \text{ m}}{3}$$

$$L_{\text{pie}} = 1,57 \text{ m}$$

Se adopta $L_{\text{pie}} = 1,30 \text{ m}$

Para determinar la longitud del talón del estribo se realiza la siguiente operación:

$$L_{\text{talón}} = B - L_{\text{pie}} - t$$

$$L_{\text{talón}} = 4,70 \text{ m} - 1,30 \text{ m} - 0,60 \text{ m}$$

$$L_{\text{talón}} = 2,80 \text{ m}$$

▪ **Reacción sobre el estribo debido al peso del tablero:**

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} = 2.2 \text{ ton/m}^3$$

DC_{tablero}: Peso muerto generado por la superestructura. Ver Tabla 5.

$$R_{DC \text{ tablero}} = \frac{DC_{\text{tablero}}}{\text{No. Estribos externos} \times \text{Ancho del puente}}$$

$$R_{DC \text{ tablero}} = \frac{293,30}{2 \times 5,90}$$

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton}$$

▪ **Cargas vivas sin impacto sobre el estribo**

Para efectos de diseño se evalúa solo una línea de rueda. Ver Figura 32.

$$\sum M_B = 0$$

$$RA(30) = 10(30) + 10(25,73) + 2,5(21,46)$$

$$RA = 20,37 \text{ ton}$$

▪ **Ancho tributario o aferente de viga**

$$\text{Ancho tributario} = 1,225 + 0,45 + \frac{2,55}{2}$$

$$\text{Ancho tributario} = 2,95 \text{ m}$$

Ver Figura 33.

Entonces, la reacción de la carga viva es:

$$R_{LL} = \frac{RA}{\text{Ancho tributario}}$$

$$R_{LL} = \frac{20,37 \text{ ton}}{2,95 \text{ m}} = 6,90 \text{ ton}$$

- **Obtención del peso propio del estribo**

Geometría del estribo

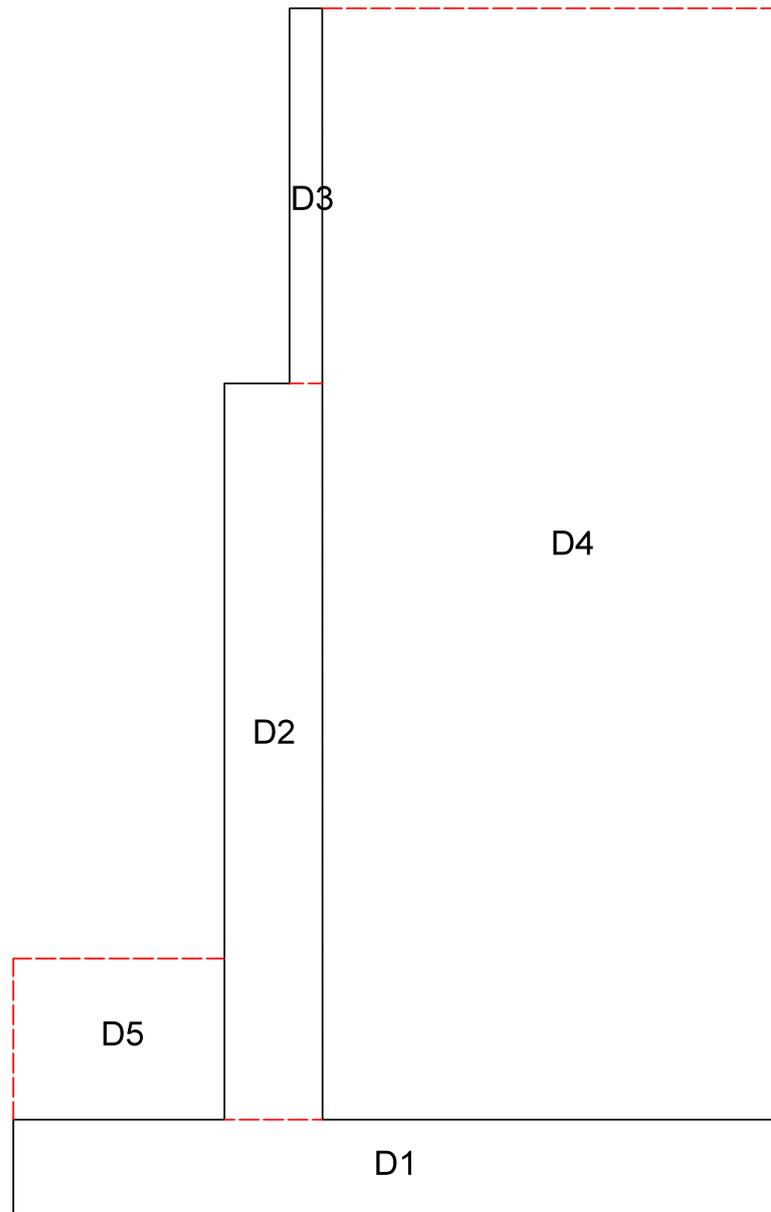


Figura 66. Geometría del estribo-Optimización 2.

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

Tabla 9. Geometría del estribo-Optimización 2 con sus respectivos brazos de palanca

No.	DC _{estribo} (ton/m)		XA	DC x XA	ZA	DC x ZA
D1	4,70x0,60x2,4 =	6,77	2,35	15,90	0,3	2,03
D2	0,60x4,57x2,4=	6,58	1,6	10,53	2,89	18,99
D3	0,20x2,33x2,4=	1,12	1,8	2,01	6,34	7,09
D4	2,80x(7,5-0,60)x1,8=	34,78	3,3	114,76	4,05	140,84
D5	1,30x1,0x1,8=	2,34	0,65	1,52	1,1	2,57
Σ=	51,58			144,73		171,52

DC_{estribo}: Peso muerto generado por el estribo de concreto, evaluado para un metro lineal de la estructura.

Momento con respecto al punto A del estribo:

$$M_A DC_{estribo} = 144,73 \text{ ton} - m$$

Punto de aplicación de la resultante:

$$XA = \frac{DC \times XA}{DC_{estribo}}$$

$$XA = \frac{144,73 \text{ ton} - m}{51,58 \text{ ton}} = 2,81 \text{ m}$$

Punto de aplicación inercial del estribo (fuerzas sísmicas):

$$ZA = \frac{DC \times ZA}{DC_{estribo}}$$

$$ZA = \frac{171,52 \text{ ton} - m}{51,58 \text{ ton}} = 3,33 \text{ m}$$

- **Obtención de los momentos producidos por las cargas de la superestructura con respecto al punto a**

Por carga muerta:

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton}$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \times \left(\frac{0,4}{2} \text{ m} + 1,3\text{m} \right)$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 37,28 \text{ ton-m}$$

Por carga viva sin impacto:

$$R_{LL} = 6,90 \text{ ton}$$

$$M_{ALL} = 6,90 \text{ ton/m} \times \left(\frac{0,4}{2} \text{ m} + 1,3\text{m} \right)$$

$$M_{ALL} = 10,36 \text{ ton-m}$$

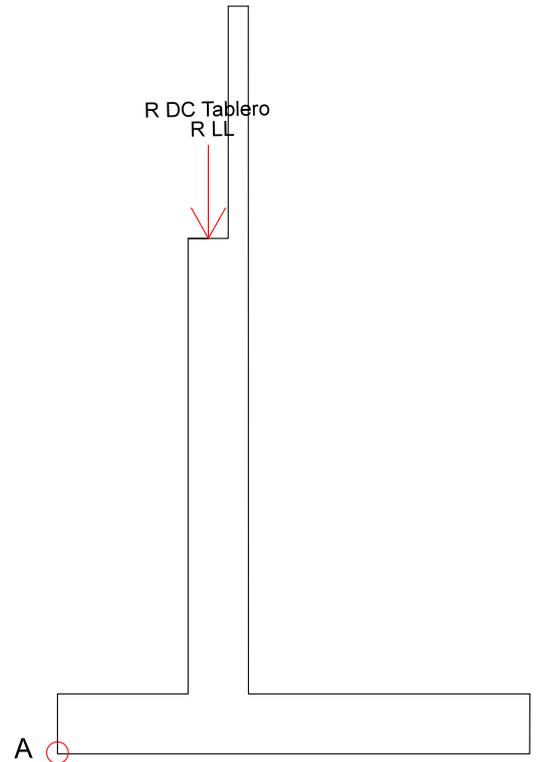


Figura 67. Carga de la superestructura sobre el estribo- Optimización 2 con respecto al punto A.

- **Calculo de empuje de tierra sobre el estribo**

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\Phi = 30^\circ$$

Empuje activo estático

Coefficiente estático de empujes de tierra:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \Phi}{1 + \text{sen } \Phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 30^\circ}{1 + \text{sen } 30^\circ} = 0.33$$

Empuje activo estático:

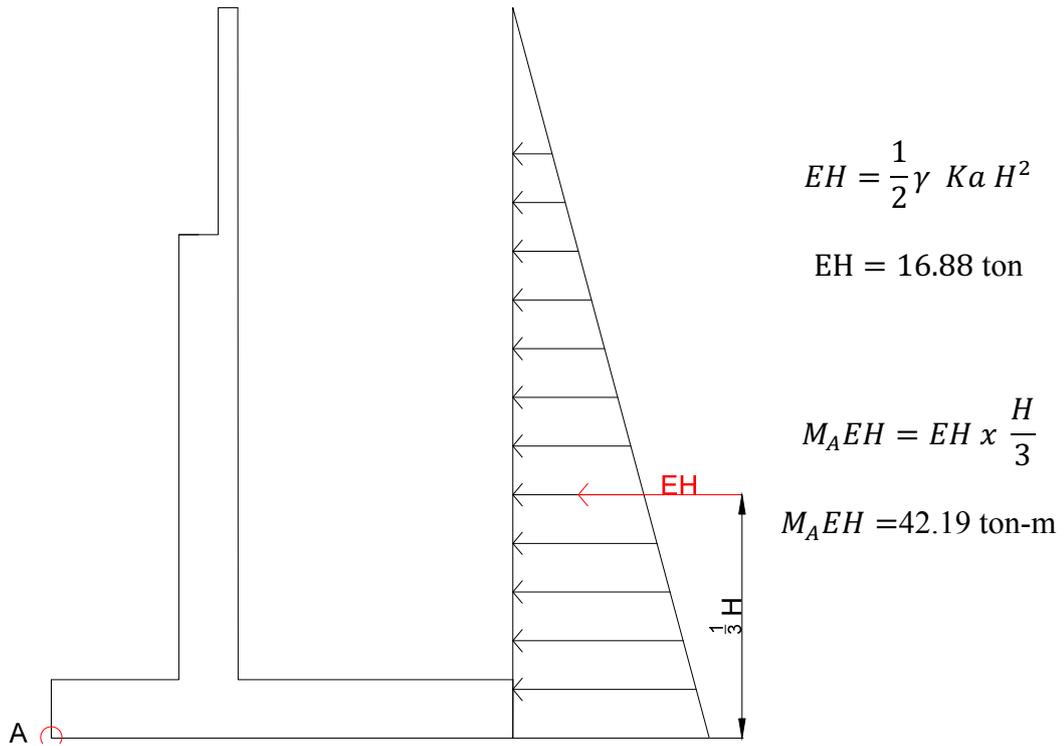


Figura 68. Empuje activo sobre el estribo- Optimización 2 con respecto al punto A.

Empuje activo dinámico

Ver Tabla 7. Entonces:

$$A = 0,30g$$

Coeficiente sísmico horizontal:

$$Kh = \frac{A}{2}$$

$$Kh = \frac{0,30}{2} = 0,15$$

Coeficiente sísmico vertical:

$$Kv = \frac{Kh}{2}$$

$$Kv = \frac{0,15}{2} = 0,075$$

Ángulo de Inercia Sísmico:

$$\theta = \operatorname{tang}^{-1}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right)$$

$$\theta = \operatorname{tang}^{-1}\left(\frac{0.15}{1 - 0.075}\right)$$

$$\theta = 9.21^\circ$$

Coefficiente dinámico de empujes de tierra:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

Siendo Ψ igual a :

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\Phi + \delta) \operatorname{sen}(\Phi + \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}}\right]$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(30^\circ + 0) \operatorname{sen}(30^\circ - 9.21^\circ - 0)}{\cos(0 + 0 + 9.21^\circ) \cos(0 - 0)}}\right]^2$$

$$\Psi = 2.45$$

Por lo tanto:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30^\circ - 9.21^\circ - 0)}{2.46 \cos(9.21^\circ) \cos^2(0) \cos(0 + 0 + 9.21^\circ)}$$

$$K_{AE} = 0.37$$

Empuje activo dinámico:

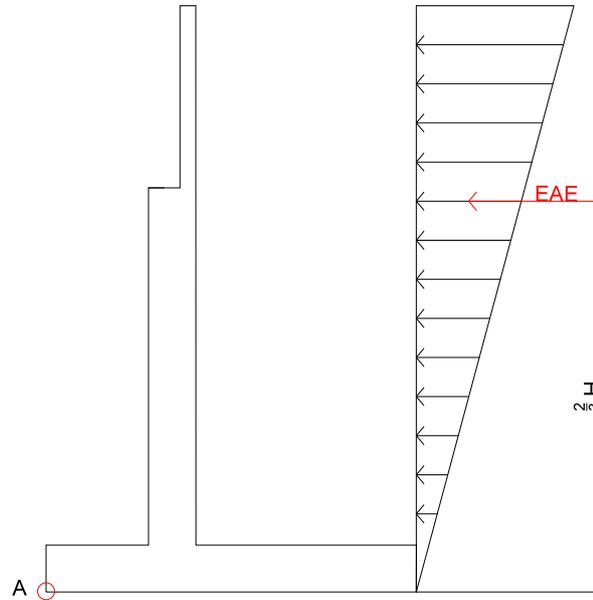


Figura 69. Empuje activo dinámico sobre el estribo-
Optimización 2 con respecto al punto A.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_v) K_{AE} H^2$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} (1,8 \text{ ton/m}^3) (1 - 0,075) (0,37) (7,5)^2$$

$$E_{AE} = 17,13 \text{ ton}$$

Diferencia entre empujes:

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_H$$

$$\Delta E_{AE} = 17,13 \text{ ton} - 16,88 \text{ ton}$$

$$\Delta E_{AE} = 0,26 \text{ ton}$$

$$M_A E_{AE} = E_H \frac{H}{3} + \Delta E_{AE} \frac{2H}{3}$$

$$M_A E_{AE} = 16,88 \text{ ton} \frac{7,5 \text{ m}}{3} + 0,26 \text{ ton} \frac{2(7,5 \text{ m})}{3}$$

$$M_A E_{AE} = 43,47 \text{ ton-m}$$

▪ **Flotación.**

B: Carga por flotación

$$\gamma_{agua}: 1,0 \text{ ton/m}^3$$

$$NF = 0,30 \text{ m}$$

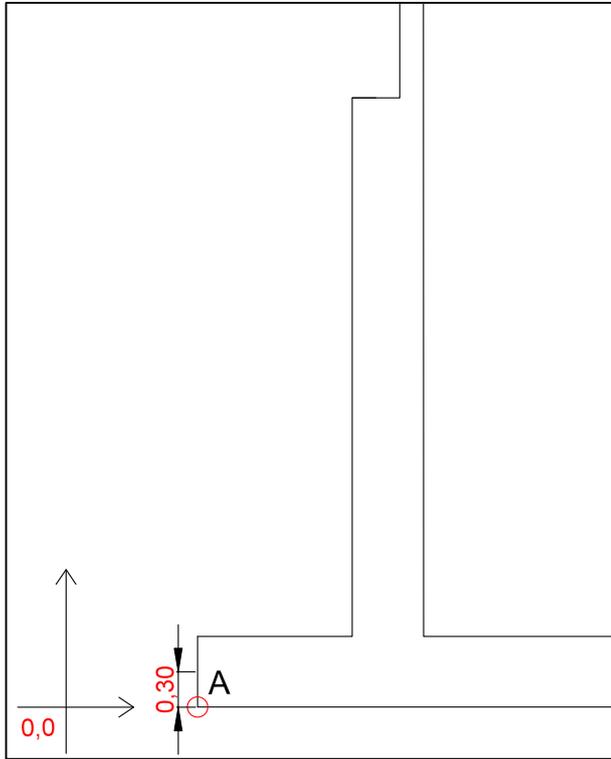


Figura 70. Visualización del nivel freático.

$$\mu = \gamma_{agua} NF$$

$$\mu = 1,0 \text{ ton/m}^3 \times 0,30 \text{ m}$$

$$\mu = 0,3 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Área de la zapata} = 1 \text{ m} \times 4,70 \text{ m}$$

$$\text{Área de la zapata} = 4,70 \text{ m}^2$$

$$B = \mu \times \text{Área de la zapata}$$

$$B = 0,3 \text{ ton/m}^2 \times 4,70 \text{ m}$$

$$B = 1,41 \text{ ton}$$

$$M_{AB} = B \times \frac{\text{Long zapata}}{2}$$

$$M_{AB} = 1,41 \text{ ton} \times \frac{4,70 \text{ m}}{2}$$

$$M_{AB} = 3,31 \text{ ton-m}$$

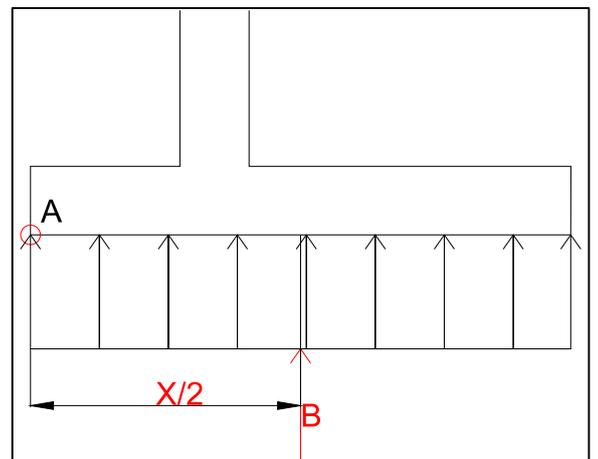


Figura 71. Fuerza de flotación con respecto al punto A.

- **Fuerza longitudinal de frenado**

Camión de diseño HS-MTOP: 45ton. Ver figura 41.

LF: Carga por frenado. Ver Figura 42.

Nº carriles= 1

$$LF = \frac{5\% \times \text{No.carriles} \times \text{Camión de diseño}}{\text{Ancho de puente}}$$

$$BR = 0.38 \text{ ton}$$

$$M_{ALF} = LF \times H \times 1.8 \text{ m}$$

$$M_{ALF} = 5.15 \text{ ton-m}$$

- **Determinación de las fuerzas sísmicas.**

Fuerza sísmica inercial del estribo:

$$EQ_{Est} = Kh \times DC_{estribo}$$

$$EQ_{Est} = 0.15 \times 51,58 \text{ ton}$$

$$EQ_{Est} = 7,74 \text{ ton}$$

$$M_{AEQ_{Est}} = EQ_{Est} \times ZA$$

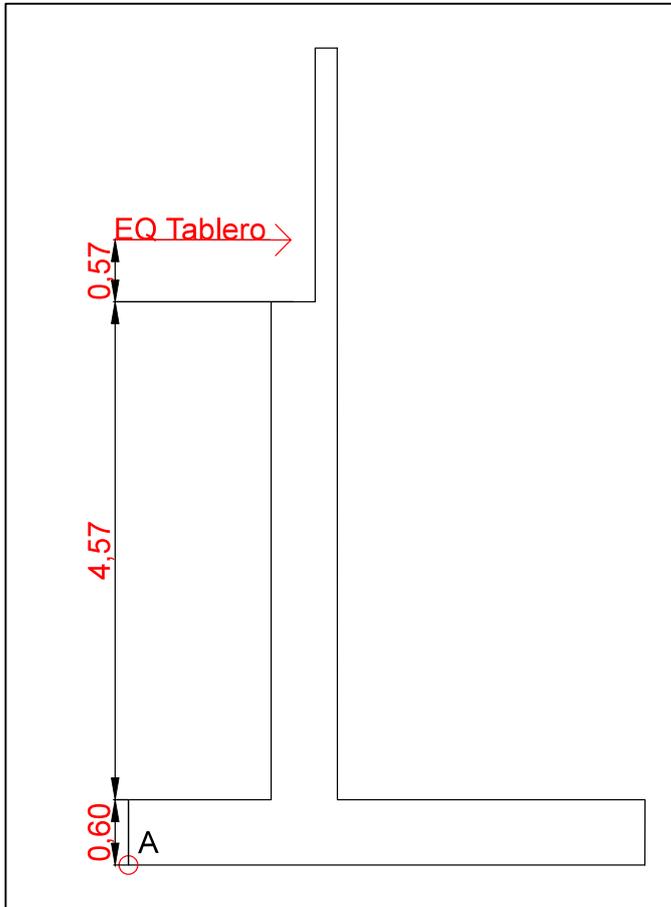
$$M_{AEQ_{Est}} = 7,74 \text{ ton} \times 3,33 \text{ m}$$

$$M_{AEQ_{Est}} = 25,73 \text{ ton} - \text{m}$$

Fuerza sísmica inercial generada por el tablero:

Sabemos que $Z_G=0,57$

Peso del tablero sobre el estribo: $R_{WD} = 24,86 \text{ ton/m}$



$$EQ_{tabl} = A \times R_{WD}$$

$$EQ_{tabl} = 0,30 \times 24,86 \text{ ton}$$

$$EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton}$$

$$M_A EQ_{tab} = EQ_{tab} \times 5,74m$$

$$5,74m = Z_G + 4,52m + 0,60m$$

$$M_A EQ_{tab} = 7,46 \text{ ton} \times 5,74m$$

$$M_A EQ_{tab} = 42,83 \text{ ton} - m$$

Figura 72. Fuerza sísmica inercial generada por el tablero sobre el estribo- Optimización 2

RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

1. Estribo

$$R_{DC \text{ estribo}} = 51,58 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ADC \text{ estribo}} = 144,73 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

2. Tablero

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 37,28 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

3. Carga viva sin impacto

$$R_{LL} = 6,90 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ALL} = 10,36 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

4. Empujes de tierra

$$\text{Estático: } EH = 16,88 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AEH} = 42,19 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

$$\text{Dinámico: } E_{AE} = 17,13 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AE_{AE}} = 43,47 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

5. Flotación

$$B = 1,41 \text{ ton} \quad \uparrow$$

$$M_{AB} = 3,31 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

6. Fuerza longitudinal de frenado

$$BR = 0,38 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{ABR} = 5,15 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

7. Fuerzas sísmicas inerciales

$$\text{Estribo: } EQ_{Est} = 7,74 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AEQ_{Est}} = 25,73 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

Tablero: $EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton}$ ←

$M_AEQ_{tab} = 42,83 \text{ ton} - m$ ↻

- **Revisión de estabilidad del estribo**

Obtención de los esfuerzos sobre el suelo de cimentación.

Se utiliza los grupos de combinaciones mas desfavorables.

1^{ERA} CONDICIÓN : ESTRIBO SOLO

Grupo I: $\gamma[\beta_D D+ \beta_E E+ \beta_B B]$

$\sum F_z=0$

$R_z= 1[(1)(51,58 \text{ ton}) - (1)(1,41\text{ton})]$

$R_z= 50,17 \text{ ton}$

$\sum M_A=0$

$M_A=1[(1)(144,73 \text{ ton-m})- (1)(3,31\text{ton-m})-(1,3)(42,19 \text{ ton-m })]$

$M_A= 86,57 \text{ ton-m}$

$d= \frac{MA}{R_z}$

$e= \frac{B}{2} -d$

$d= \frac{86,57 \text{ ton-m}}{50,17 \text{ ton}} = 1,73 \text{ m}$

$e= \frac{4,7}{2} -1,73= 0,62 \text{ m}$

$I_{yy}= \frac{1}{12}b^3h$

$I_{yy}= \frac{1}{12}(4,7\text{m})^3(1) = 8,65 \text{ m}^4$

$$\sigma = \frac{Rz}{\text{Área}} \pm \frac{Rz e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{50,17 \text{ ton}}{(1\text{m})(4,7\text{m})} \pm \frac{(50,17 \text{ ton})(0,62\text{m})(2,35\text{m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 19,19 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 2,16 \text{ ton/m}^2$$

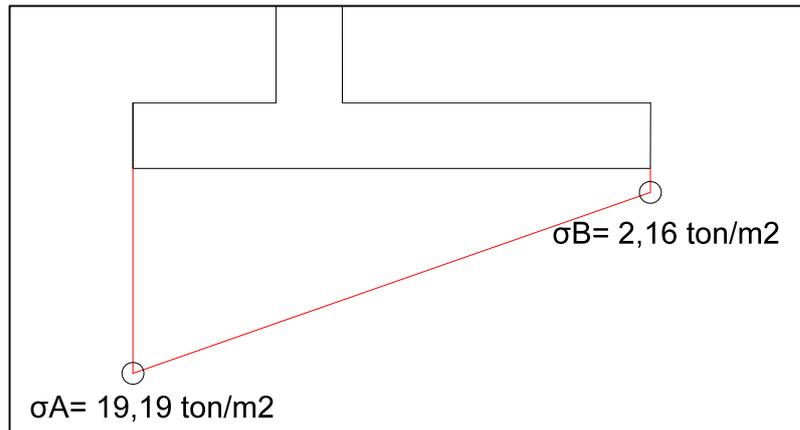


Figura 73. Diagrama de esfuerzos para la 1era condición del estribo-Optimización 2.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(144,73 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m})} = 2,49 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(51,58 \text{ ton})}{(1,3)(16,88 \text{ ton})} = 1,5 > 1,5 \text{ OK}$$

2^{DA} CONDICIÓN: PUENTE CARGADO

$$\text{Grupo I: } \gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B]$$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(51,58 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) + (1)(6,90 \text{ ton}) - (1)(1,41 \text{ ton})]$$

$$R_z = 81,93 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(144,73 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) + (1)(10,36) - (1)(3,31 \text{ ton-m}) - (1,3)(42,19 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 134,21 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{134,21 \text{ ton-m}}{81,93 \text{ ton}} = 1,64 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,7}{2} - 1,64 = 0,71 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,7 \text{ m})^3 (1) = 8,65 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{81,93 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,7 \text{ m})} \pm \frac{(81,93 \text{ ton})(0,71 \text{ m})(2,35 \text{ m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 33,28 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 1,59 \text{ ton/m}^2$$

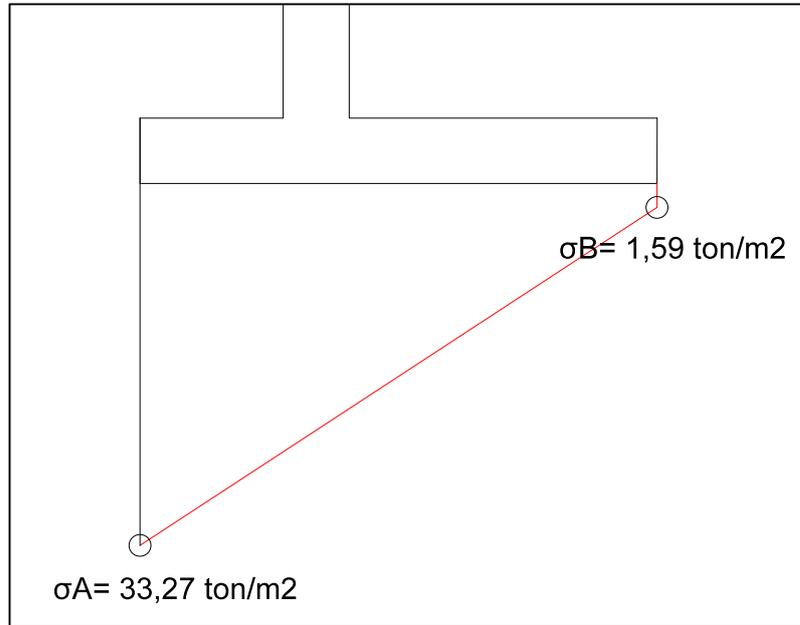


Figura 74. Diagrama de esfuerzos para la 2da condición del estribo-Optimización 2.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(144,73 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) + (1)(10,36 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m})} =$$

$$F_s \text{ volteo} = 3,31 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0,65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(81,93 \text{ ton})}{(1,3)(16,88 \text{ ton})} = 2,43 > 1,5 \text{ OK}$$

3^{ERA} CONDICIÓN

Grupo II: $\gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B]$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(51,58 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) - (1)(1,41 \text{ ton})]$$

$$R_z = 75,03 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(144,73 \text{ ton}\cdot\text{m} + 37,28 \text{ ton}\cdot\text{m}) - (1)(3,31 \text{ ton}\cdot\text{m}) - (1)(42,19 \text{ ton}\cdot\text{m})]$$

$$M_A = 136,51 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{136,51 \text{ ton}\cdot\text{m}}{75,03 \text{ ton}} = 1,82 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,7}{2} - 1,82 = 0,53 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,7 \text{ m})^3 (1) = 8,65 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{75,03 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,7 \text{ m})} \pm \frac{(75,03 \text{ ton})(0,53 \text{ m})(2,35 \text{ m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 26,78 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 5,15 \text{ ton/m}^2$$

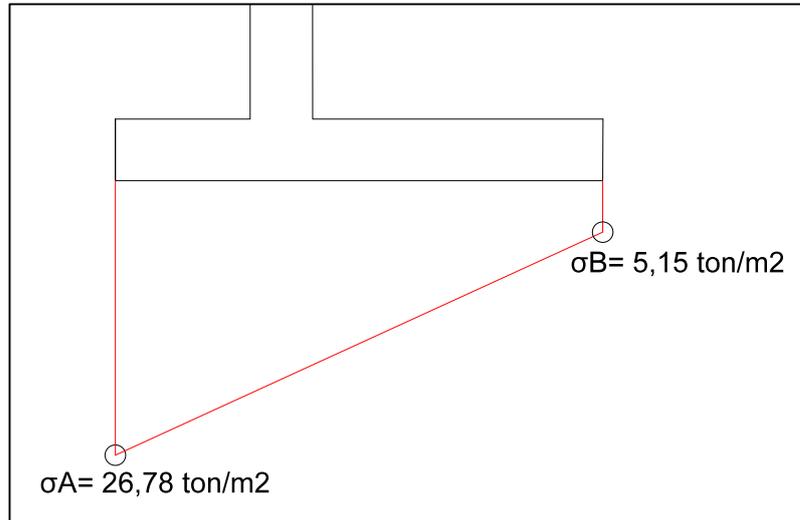


Figura 75. Diagrama de esfuerzos para la 3era condición del estribo-Optimización 2.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(144,73 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m})}{(1)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m})} = 4,0 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(75,03)}{(1)(16,88 \text{ ton})} = 2,89 > 1,5 \text{ OK}$$

4^{TA} CONDICIÓN

$$\text{Grupo III} = \gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{LF} LF]$$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(51,58 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) + (1)(6,90 \text{ ton}) - (1)(1,41 \text{ ton})]$$

$$R_z = 81,93 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(144,73 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) + (1)(10,36 \text{ ton-m}) - (1)(3,31 \text{ ton-m}) - (1,3)(42,19 \text{ ton-m}) - (1)(5,15 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 129,06 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{129,06 \text{ ton-m}}{81,93 \text{ ton}} = 1,58 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,7}{2} - 1,58 = 0,77 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,7 \text{ m})^3 (1) = 8,65 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{81,93 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,7 \text{ m})} \pm \frac{(81,93 \text{ ton})(0,77 \text{ m})(2,35 \text{ m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 34,67 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 0,19 \text{ ton/m}^2$$

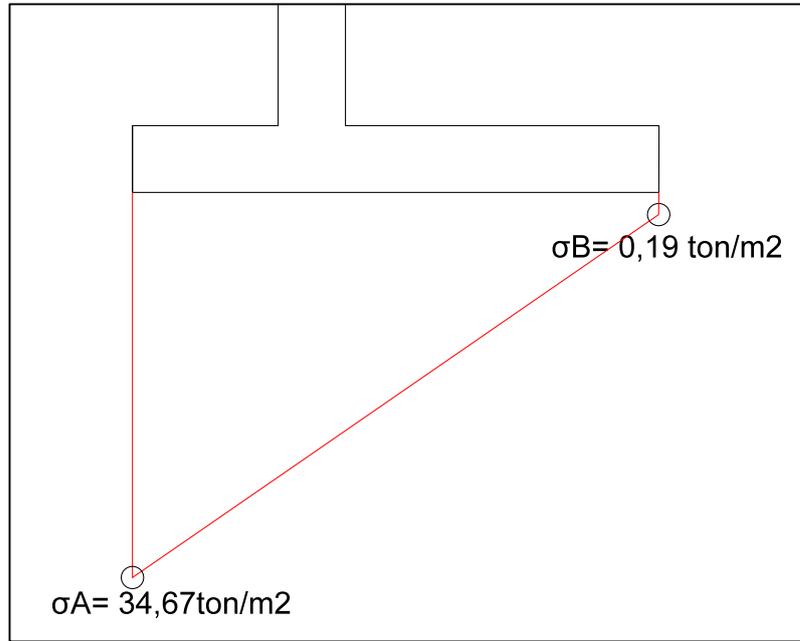


Figura 76. Diagrama de esfuerzos para la 4ta condición del estribo-Optimización 2.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(144,73 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) + (1)(10,36 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m}) + (1)(5,15 \text{ ton-m})} =$$

$$F_s \text{ volteo} = 3,04 > 2 \text{ OK}$$

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{\sum F \text{ estabilizantes}}{\sum F \text{ desestabilizantes}}$$

μ = Factor de rozamiento (0,65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(81,93)}{(1,3)(16,88 \text{ ton}) + (1)(0,38)} = 2,39 > 1,5 \text{ OK}$$

5^{TA} CONDICIÓN

$$\text{Grupo VII} = \gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{EQ} EQ]$$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(51,58 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) - (1)(1,41 \text{ ton})]$$

$$R_z = 75,03 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(144,73 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m}) - (1)(3,31 \text{ ton-m}) - (1)(43,47 \text{ ton-m}) - (1)(25,73 \text{ ton-m} + 42,83 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 66,67 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{66,67 \text{ ton-m}}{75,03 \text{ ton}} = 0,89 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,7}{2} - 0,89 = 1,46 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,7 \text{ m})^3 (1) = 8,65 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{75,03 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,7 \text{ m})} \pm \frac{(75,03 \text{ ton})(1,46 \text{ m})(2,35 \text{ m})}{8,65 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 45,75 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = -13,82 \text{ ton/m}^2$$

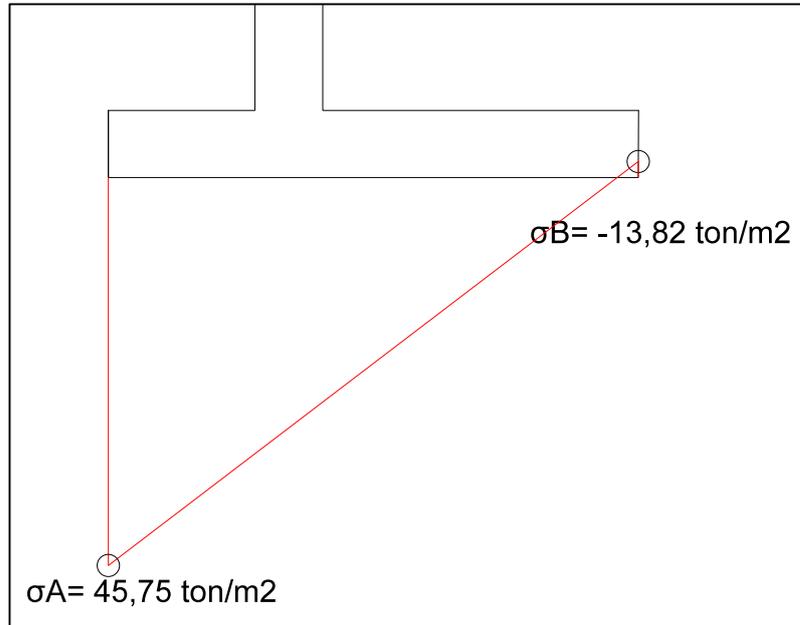


Figura 77. Diagrama de esfuerzos para la 5ta condición del estribo-Optimización 2

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

Fs volteo=

$$\frac{(1)(144,73 \text{ ton-m} + 37,28 \text{ ton-m})}{(1)(43,47 \text{ ton-m}) + (1)(3,31 \text{ ton-m}) + (1)(25,73 \text{ ton-m} + 42,83 \text{ ton-m})}$$

Fs volteo= 1,6 > 1,5 OK

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{\sum F \text{ estabilizantes}}{\sum F \text{ desestabilizantes}}$$

μ= Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0.65)(75,03 \text{ ton})}{(1)(18,02 \text{ ton}) + (1)(7,57 \text{ ton} + 7.46 \text{ ton})} = 1,51 > 1,3 \text{ OK}$$

Ver ANEXO 3.

3.10.3. Tercera optimización

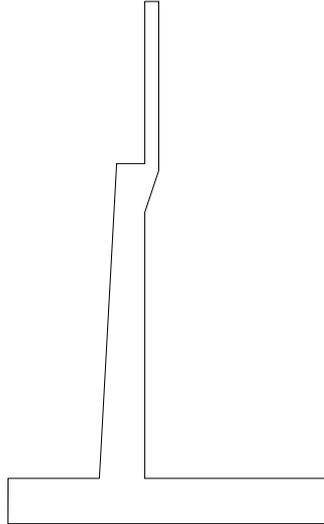


Figura 78. Diseño de estribo-Optimización 3.

▪ Centroide de la sección transversal

$$Z_G = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_{3...} + A_n Z_n}{A_1 + A_2 + A_{3...} + A_n}$$

$$Z_G = \frac{(5.9 \times 0.24) \left(\frac{0.24}{2}\right) + 2(0.45 \times 1.90) \left(\frac{1.90}{2}\right)}{(5.9 \times 0.24) + 2(0.45 \times 1.90)}$$

$$Z_G = 0.57 \text{ m}$$

▪ **Predimensionamiento.**

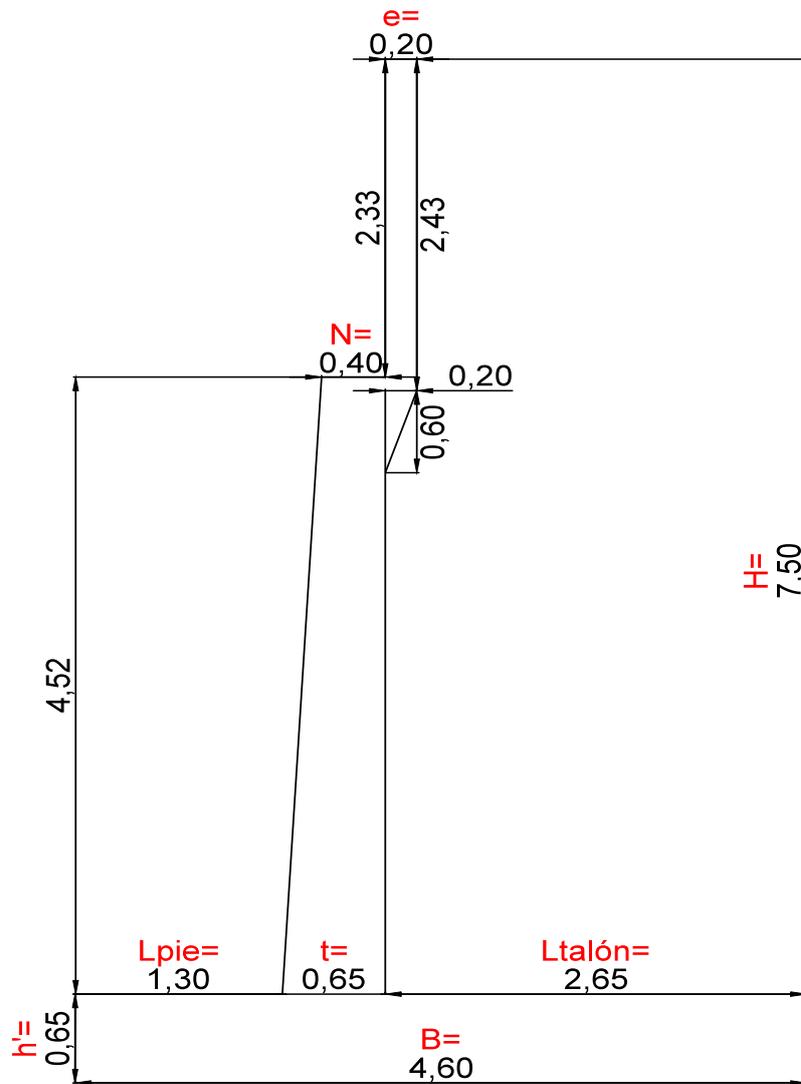


Figura 79. Dimensiones-Optimización 3.

$N = 30,5 + 0,25L + 1,0H$; donde H es la altura de la pila central, por lo tanto, en este caso es igual a 0.

$$N = 30,5 + 0,25(30) + 1,0(0)$$

$$N = 38 \text{ cm}$$

Se adopta $N = 40 \text{ cm}$

t es el espesor de pantalla que va entre $\frac{H}{12}$ y $\frac{H}{10}$; donde H es la altura total del estribo.

$$\frac{7,5 \text{ m}}{12} \geq t \leq \frac{7,5 \text{ m}}{10}$$

$$0,63 \text{ m} \geq t \leq 0,75 \text{ m}$$

Se adopta $t = 0.65 \text{ m}$

e debe estar entre 0,20 m y 0,30 m.

Se adopta $e = 0,20 \text{ m}$

B es la longitud de la zapata va entre $0,4 H$ a $0,7H$; donde H es la altura total del estribo.

$$0,4 (7,5 \text{ m}) \geq B \leq 0,7 (7,5 \text{ m})$$

$$3,0 \text{ m} \geq B \leq 5,25 \text{ m}$$

Se adopta $B = 4.60 \text{ m}$

h' es el espesor de zapata que se obtiene mediante la relación $\frac{H}{12}$

$$h' = \frac{7,5 \text{ m}}{12}$$

$$h' = 0,63 \text{ m}$$

Se adopta $h' = 0.60 \text{ m}$

$L_{\text{pie}} = \frac{B}{3}$; donde la base es el largo de la zapata que se utilizó.

$$L_{\text{pie}} = \frac{4,60 \text{ m}}{3}$$

$$L_{\text{pie}} = 1,53 \text{ m}$$

Se adopta $L_{\text{pie}} = 1,30 \text{ m}$

Para determinar la longitud del talón del estribo se realiza la siguiente operación:

$$L_{\text{talón}} = B - L_{\text{pie}} - t$$

$$L_{\text{talón}} = 4,60 \text{ m} - 1,30 \text{ m} - 0,65 \text{ m}$$

$$L_{\text{talón}} = 2,65 \text{ m}$$

▪ **Reacción sobre el estribo debido al peso del tablero:**

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} = 2.2 \text{ ton/m}^3$$

DC_{tablero}: Peso muerto generado por la superestructura. Ver Tabla 5.

$$R_{DC \text{ tablero}} = \frac{DC_{\text{tablero}}}{\text{No. Estribos externos} \times \text{Ancho del puente}}$$

$$R_{DC \text{ tablero}} = \frac{293,30}{2 \times 5,90}$$

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton}$$

▪ **Cargas vivas sin impacto sobre el estribo**

Para efectos de diseño se evalúa solo una línea de rueda. Ver Figura 32.

$$\sum M_B = 0$$

$$RA(30) = 10(30) + 10(25,73) + 2,5(21,46)$$

$$RA = 20,37 \text{ ton}$$

▪ **Ancho tributario o aferente de viga**

$$\text{Ancho tributario} = 1,225 + 0,45 + \frac{2,55}{2}$$

$$\text{Ancho tributario} = 2,95 \text{ m}$$

Ver Figura 33.

Entonces, la reacción de la carga viva es:

$$R_{LL} = \frac{RA}{\text{Ancho tributario}}$$

$$R_{LL} = \frac{20,37 \text{ ton}}{2,95 \text{ m}} = 6,90 \text{ ton}$$

- **Obtención del peso propio del estribo**

Geometría del estribo

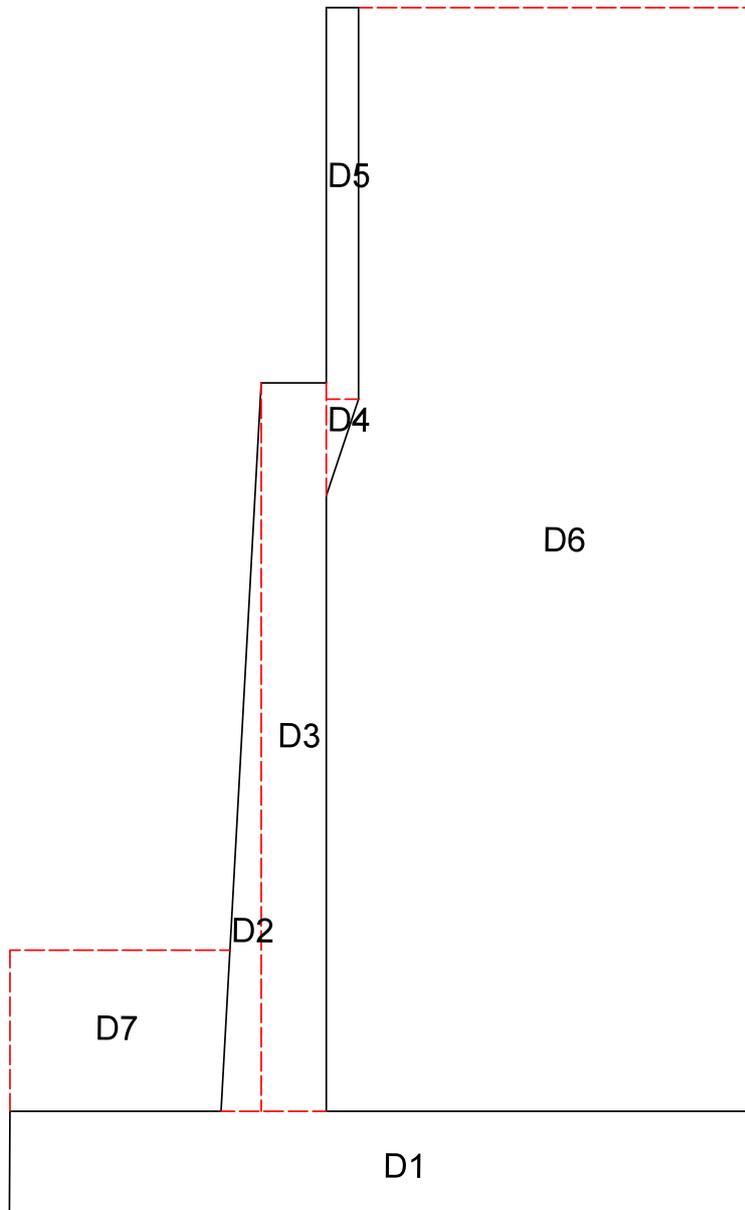


Figura 80. Geometría del estribo-Optimización 3.

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

Tabla 10. Geometría del estribo-Optimización 3 con sus respectivos brazos de palanca

No.	(ton/m)		XA	DC x XA	ZA	DC x ZA
D1	4,6x0,65x2,4=	7,18	2,3	16,5	0,325	2,33
D2	(0,65-0,40)x4,52/2x2,4=	1,36	1,47	1,99	2,16	2,92
D3	0,40x4,52x2,4=	4,34	1,75	7,59	2,91	12,63
D4	0,20x0,50x2,4=	0,14	2,02	0,29	4,97	0,72
D5	0,20x2,43x2,4=	1,12	2,05	2,29	6,335	7,09
D6	2,65x(7,5-0,65)x1,8=	32,67	3,28	107,01	4,075	133,15
D7	1,30x1,0x1,8=	2,34	0,65	1,52	0,325	0,7605
Σ =	49,17			137,25		159,7

DC_{estribo}: Peso muerto generado por el estribo de concreto, evaluado para un metro lineal de la estructura

Momento con respecto al punto A del estribo:

$$M_A DC_{estribo} = 137,25 \text{ ton} - m$$

Punto de aplicación de la resultante:

$$X_A = \frac{DC \times XA}{DC_{estribo}}$$

$$X_A = \frac{137,25 \text{ ton} - m}{49,17 \text{ ton}} = 2,79 \text{ m}$$

Punto de aplicación inercial del estribo (fuerzas sísmicas):

$$Z_A = \frac{DC \times ZA}{DC_{estribo}}$$

$$Z_A = \frac{159,7 \text{ ton} - m}{49,17 \text{ ton}} = 3,25 \text{ m}$$

- **Obtención de los momentos producidos por las cargas de la superestructura con respecto al punto a**

Por carga muerta:

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton}$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \times \frac{0,4}{2} \text{ m} + (0,65-0,4) + 1,3\text{m}$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 43,50 \text{ ton-m}$$

Por carga viva sin impacto:

$$R_{LL} = 6,90 \text{ ton}$$

$$M_{ALL} = 6,90 \text{ ton/m} \times \frac{0,4}{2} \text{ m} + (0,65-0,4) + 1,3\text{m}$$

$$M_{ALL} = 17,60 \text{ ton-m}$$

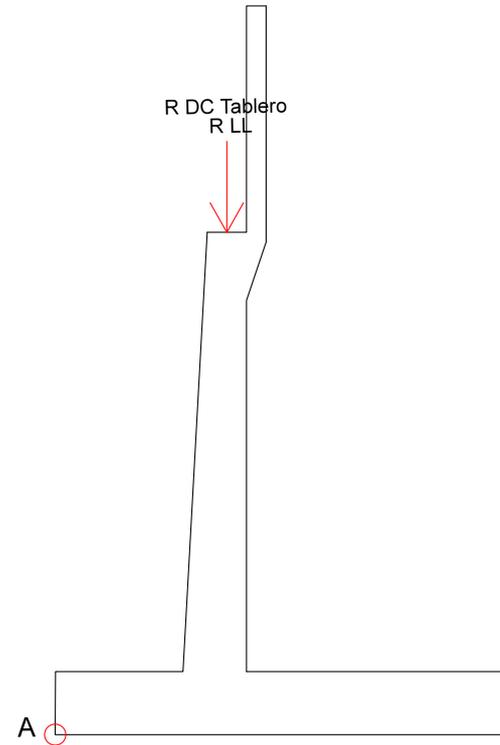


Figura 81. Carga de la superestructura sobre el estribo- Optimización 3 con respecto al punto A.

- **Calculo de empuje de tierra sobre el estribo**

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\Phi = 30^\circ$$

Empuje activo estático

Coefficiente estático de empujes de tierra:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \Phi}{1 + \text{sen } \Phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 30^\circ}{1 + \text{sen } 30^\circ} = 0.33$$

Empuje activo estático:

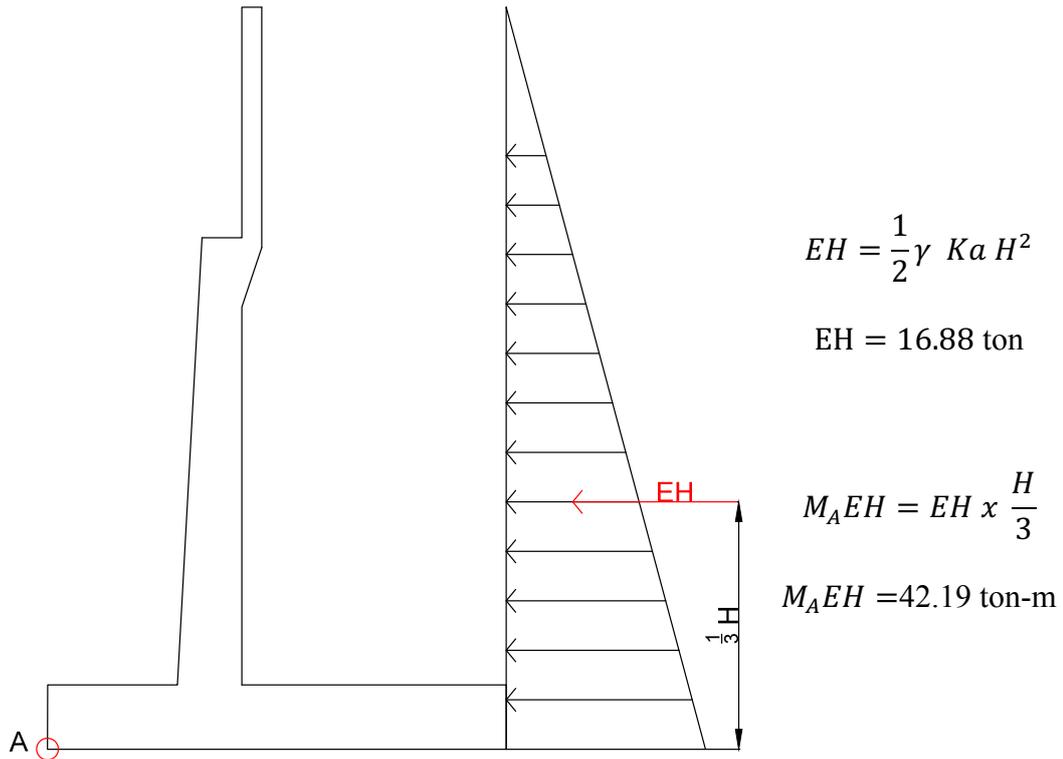


Figura 82. Empuje activo sobre el estribo- Optimización 3 con respecto al punto A.

Empuje activo dinámico

Ver Tabla 7. Entonces:

$$A = 0,30g$$

Coefficiente sísmico horizontal:

$$Kh = \frac{A}{2}$$

$$Kh = \frac{0.30}{2} = 0.15$$

Coefficiente sísmico vertical:

$$Kv = \frac{Kh}{2}$$

$$Kv = \frac{0.15}{2} = 0.075$$

Ángulo de Inercia Sísmico:

$$\theta = \operatorname{tang}^{-1}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right)$$

$$\theta = \operatorname{tang}^{-1}\left(\frac{0.15}{1 - 0.075}\right)$$

$$\theta = 9.21^\circ$$

Coefficiente dinámico de empujes de tierra:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

Siendo Ψ igual a :

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\Phi + \delta) \operatorname{sen}(\Phi + \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}}\right]$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(30^\circ + 0) \operatorname{sen}(30^\circ - 9.21^\circ - 0)}{\cos(0 + 0 + 9.21^\circ) \cos(0 - 0)}}\right]^2$$

$$\Psi = 2.45$$

Por lo tanto:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30^\circ - 9.21^\circ - 0)}{2.46 \cos(9.21^\circ) \cos^2(0) \cos(0 + 0 + 9.21^\circ)}$$

$$K_{AE} = 0.37$$

Empuje activo dinámico:

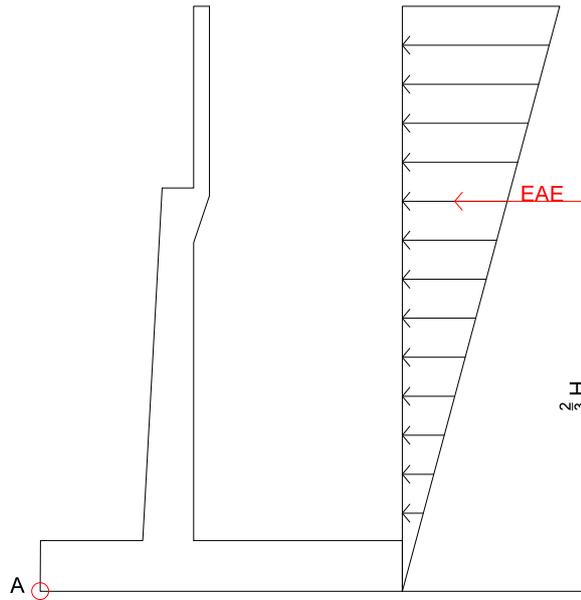


Figura 83. Empuje activo dinámico sobre el estribo-
Optimización 3 con respecto al punto A.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - Kv) K_{AE} H^2$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} (1,8 \text{ ton/m}^3) (1 - 0,075) (0,37) (7,5)^2$$

$$E_{AE} = 17,13 \text{ ton}$$

Diferencia entre empujes:

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_H$$

$$\Delta E_{AE} = 17,13 \text{ ton} - 16,88 \text{ ton}$$

$$\Delta E_{AE} = 0,26 \text{ ton}$$

$$M_A E_{AE} = E_H \frac{H}{3} + \Delta E_{AE} \frac{2H}{3}$$

$$M_A E_{AE} = 16,88 \text{ ton} \frac{7,5 \text{ m}}{3} + 0,26 \text{ ton} \frac{2(7,5 \text{ m})}{3}$$

$$M_A E_{AE} = 43,47 \text{ ton-m}$$

▪ **Flotación.**

B: Carga por flotación

$$\gamma_{agua}: 1,0 \text{ ton/m}^3$$

$$NF= 0,30 \text{ m}$$

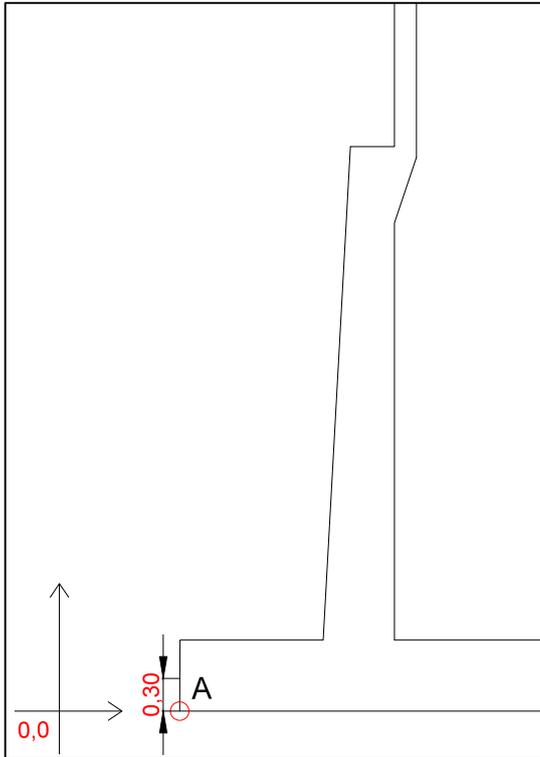


Figura 84. Visualización del nivel freático.

$$\mu = \gamma_{agua} NF$$

$$\mu = 1,0 \text{ ton/m}^3 \times 0,30 \text{ m}$$

$$\mu = 0,3 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Área de la zapata} = 1 \text{ m} \times 4,60 \text{ m}$$

$$\text{Área de la zapata} = 4,60 \text{ m}^2$$

$$B = \mu \times \text{Área de la zapata}$$

$$B = 0,3 \text{ ton/m}^2 \times 4,60 \text{ m}$$

$$B = 1,38 \text{ ton}$$

$$M_{AB} = B \times \frac{\text{Long zapata}}{2}$$

$$M_{AB} = 1,38 \text{ ton} \times \frac{4,60 \text{ m}}{2}$$

$$M_{AB} = 3,17 \text{ ton-m}$$

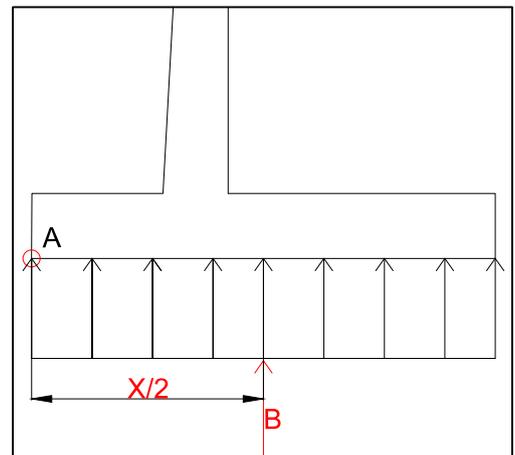


Figura 85. Fuerza de flotación con respecto al punto A.

- **Fuerza longitudinal de frenado**

Camión de diseño HS-MTOP: 45ton. Ver figura 41.

LF: Carga por frenado. Ver Figura 42.

Nº carriles= 1

$$LF = \frac{5\% \times \text{No.carriles} \times \text{Camión de diseño}}{\text{Ancho de puente}}$$

$$BR = 0.38 \text{ ton}$$

$$M_{ALF} = LF \times H \times 1.8 \text{ m}$$

$$M_{ALF} = 5.15 \text{ ton-m}$$

- **Determinación de las fuerzas sísmicas.**

Fuerza sísmica inercial del estribo:

$$EQ_{Est} = Kh \times DC_{estribo}$$

$$EQ_{Est} = 0.15 \times 49,17 \text{ ton}$$

$$EQ_{Est} = 7,38 \text{ ton}$$

$$M_{AEQ_{Est}} = EQ_{Est} \times ZA$$

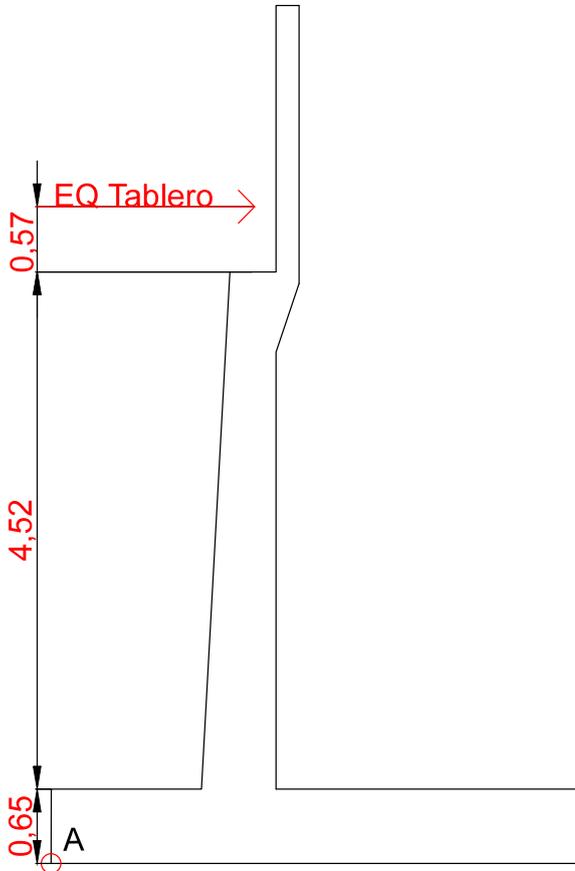
$$M_{AEQ_{Est}} = 7,38 \text{ ton} \times 3,25 \text{ m}$$

$$M_{AEQ_{Est}} = 23,96 \text{ ton} - \text{m}$$

Fuerza sísmica inercial generada por el tablero:

Sabemos que $Z_G=0,57$

Peso del tablero sobre el estribo: $R_{WD} = 24,86 \text{ ton/m}$



$$EQ_{tabl} = A \times R_{WD}$$

$$EQ_{tabl} = 0,30 \times 24,86 \text{ ton}$$

$$EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton}$$

$$M_A EQ_{tab} = EQ_{tab} \times 5,74 \text{ m}$$

$$5,74 \text{ m} = Z_G + 4,52 \text{ m} + 0,65 \text{ m}$$

$$M_A EQ_{tab} = 7,46 \text{ ton} \times 5,74 \text{ m}$$

$$M_A EQ_{tab} = 42,83 \text{ ton} - \text{m}$$

Figura 86. Fuerza sísmica inercial generada por el tablero sobre el estribo- Optimización 3

RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

1. Estribo

$$R_{DC \text{ estribo}} = 49,17 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ADC \text{ estribo}} = 137,25 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

2. Tablero

$$R_{DC \text{ tablero}} = 24,86 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ADC \text{ tablero}} = 43,50 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

3. Carga viva sin impacto

$$R_{LL} = 6,90 \text{ ton} \quad \downarrow$$

$$M_{ALL} = 17,60 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

4. Empujes de tierra

$$\text{Estático: } EH = 16,88 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AEH} = 42,19 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

$$\text{Dinámico: } E_{AE} = 17,13 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AE_{AE}} = 43,47 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

5. Flotación

$$B = 1,38 \text{ ton} \quad \uparrow$$

$$M_{AB} = 3,17 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

6. Fuerza longitudinal de frenado

$$BR = 0,38 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{ABR} = 5,15 \text{ ton-m} \quad \curvearrowright$$

7. Fuerzas sísmicas inerciales

$$\text{Estribo: } EQ_{Est} = 7,38 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_{AEQ_{Est}} = 23,96 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

$$\text{Tablero: } EQ_{tabl} = 7,46 \text{ ton} \quad \leftarrow$$

$$M_A EQ_{tab} = 42,83 \text{ ton} - m \quad \curvearrowright$$

▪ **Revisión de estabilidad del estribo**

Obtención de los esfuerzos sobre el suelo de cimentación.

Se utiliza los grupos de combinaciones mas desfavorables.

1^{ERA} CONDICIÓN : ESTRIBO SOLO

Grupo I: $\gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B]$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(49,17 \text{ ton}) - (1)(1,38 \text{ ton})]$$

$$R_z = 47,79 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(137,25 \text{ ton-m}) - (1)(3,17 \text{ ton-m}) - (1,3)(42,19 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 79,23 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$d = \frac{79,18 \text{ ton-m}}{47,77 \text{ ton}} = 1,66 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{4,6}{2} - 1,66 = 0,64 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,6 \text{ m})^3 (1) = 8,11 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{Rz}{\text{Área}} \pm \frac{Rz e x}{I_{yy}} ; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{47,79 \text{ ton}}{(1\text{m})(4,6\text{m})} \pm \frac{(47,79 \text{ ton})(0,64\text{m})(2,3\text{m})}{8,11 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 19,09 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 1,69 \text{ ton/m}^2$$

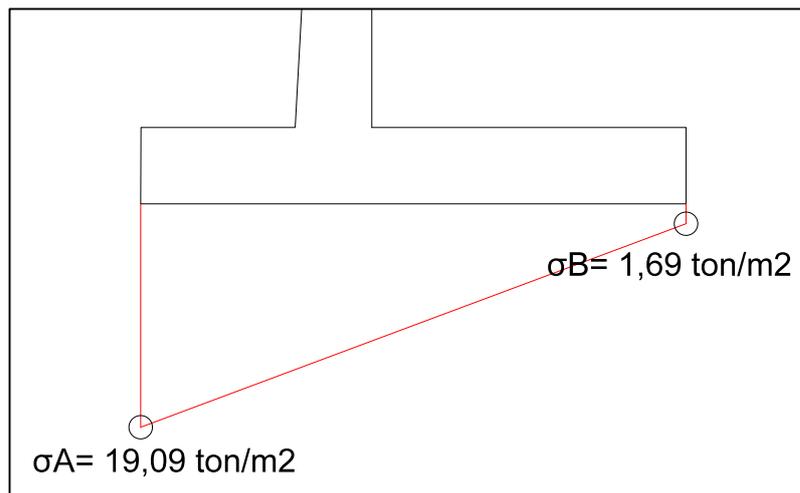


Figura 87. Diagrama de esfuerzos para la 1era condición del estribo-Optimización 3.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{estabilizantes}}{\sum M \text{desestabilizantes}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(137,25 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,17 \text{ ton-m})} = 2,37 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(49,17 \text{ ton})}{(1,3)(16,88 \text{ ton})} = 1,5 > 1,5 \text{ OK}$$

2^{DA} CONDICIÓN: PUENTE CARGADO

$$\text{Grupo I: } \gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B]$$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(49,17 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) + (1)(6,90 \text{ ton}) - (1)(1,38 \text{ ton})]$$

$$R_z = 79,55 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(137,25 \text{ ton-m} + 43,50 \text{ ton-m}) + (1)(17,60) - (1)(3,17 \text{ ton-m}) - (1,3)(42,19 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 140,33 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{140,33 \text{ ton-m}}{79,55 \text{ ton}} = 1,76 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,6}{2} - 1,76 = 0,54 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,6 \text{ m})^3 (1) = 8,11 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{79,55 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,6 \text{ m})} \pm \frac{(79,55 \text{ ton})(0,54 \text{ m})(2,3 \text{ m})}{8,11 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 29,38 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 5,20 \text{ ton/m}^2$$

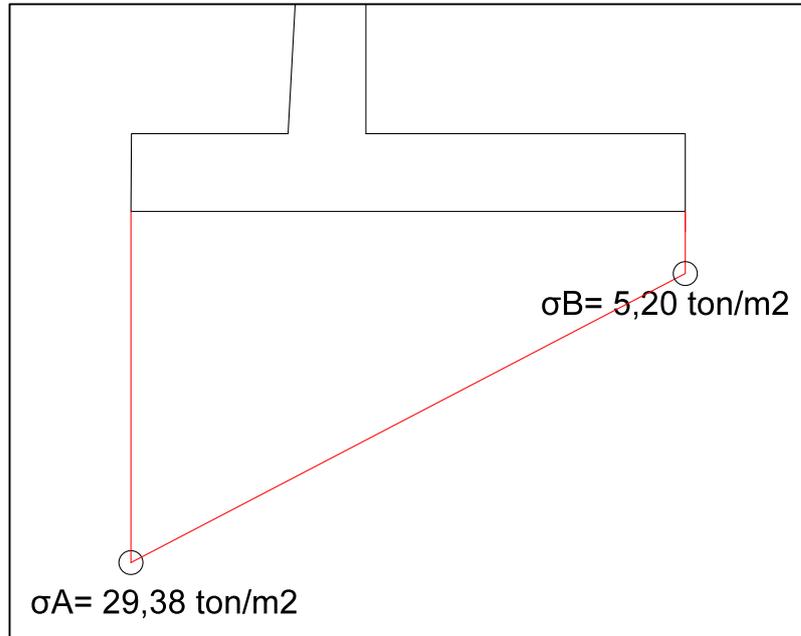


Figura 88. Diagrama de esfuerzos para la 2da condición del estribo-Optimización 3.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizantes}}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(137,25 \text{ ton-m} + 43,5 \text{ ton-m}) + (1)(17,60 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,17 \text{ ton-m})}$$

$$F_s \text{ volteo} = 3,42 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0,65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(79,55 \text{ ton})}{(1,3)(16,88 \text{ ton})} = 2,36 > 1,5 \text{ OK}$$

3^{ERA} CONDICIÓN

Grupo II: $\gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B]$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(49,17 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) - (1)(1,38 \text{ ton})]$$

$$R_z = 72,65 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(137,25 \text{ ton-m} + 43,50 \text{ ton-m}) - (1)(3,17 \text{ ton-m}) - (1)(42,19 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 135,39 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{135,39 \text{ ton-m}}{72,65 \text{ ton}} = 1,86 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,6}{2} - 1,86 = 0,44 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,6 \text{ m})^3 (1) = 8,11 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{72,65 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,6 \text{ m})} \pm \frac{(72,65 \text{ ton})(0,44 \text{ m})(2,3 \text{ m})}{8,11 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 24,78 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 6,80 \text{ ton/m}^2$$

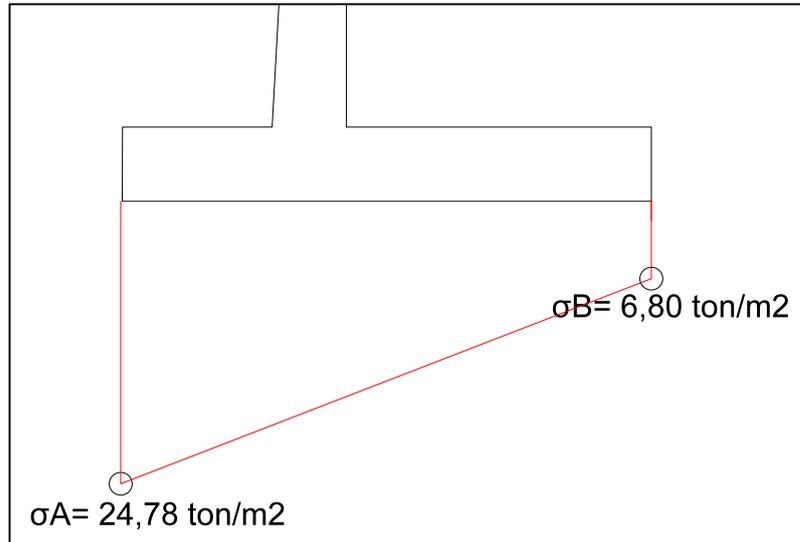


Figura 89. Diagrama de esfuerzos para la 3era condición del estribo-Optimización 2.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(137,25 \text{ ton-m} + 43,50 \text{ ton-m})}{(1)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,17 \text{ ton-m})} = 3,98 > 2 \text{ OK}$$

Fs deslizamiento=

μ = Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(72,65)}{(1)(16,88 \text{ ton})} = 2,80 > 1,5 \text{ OK}$$

4^{TA} CONDICIÓN

$$\text{Grupo III} = \gamma[\beta_D D + \beta_L L + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{LF} LF]$$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(49,17 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) + (1)(6,90 \text{ ton}) - (1)(1,38 \text{ ton})]$$

$$R_z = 79,55 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(137,25 \text{ ton-m} + 43,40 \text{ ton-m}) + (1)(17,60 \text{ ton-m}) - (1)(3,17 \text{ ton-m}) - (1,3)(42,19 \text{ ton-m}) - (1)(5,15 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 135,19 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{135,19 \text{ ton-m}}{79,55 \text{ ton}} = 1,7 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,6}{2} - 1,7 = 0,6 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,6 \text{ m})^3 (1) = 8,11 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{79,55 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,6 \text{ m})} \pm \frac{(79,55 \text{ ton})(0,6 \text{ m})(2,3 \text{ m})}{8,11 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 30,84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 3,74 \text{ ton/m}^2$$

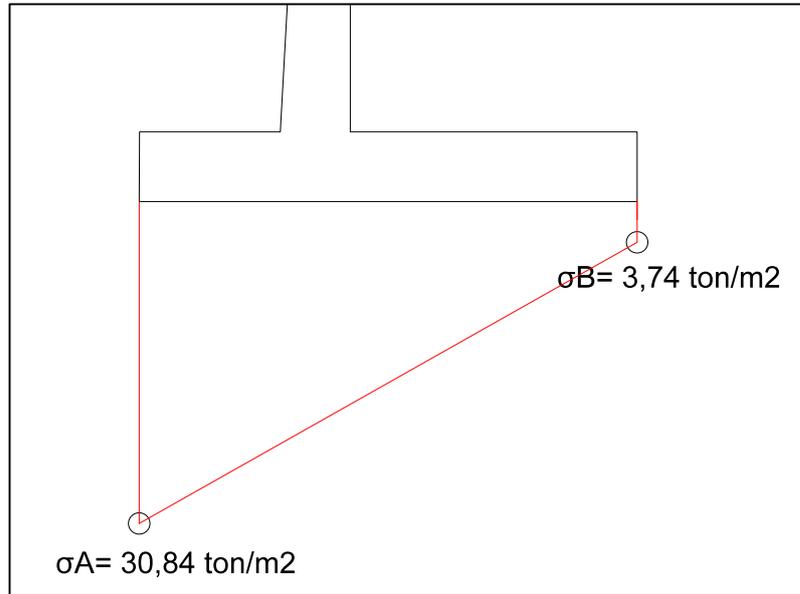


Figura 90. Diagrama de esfuerzos para la 4ta condición del estribo-Optimización 3.

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

$$F_s \text{ volteo} = \frac{(1)(137,25 \text{ ton-m} + 43,50 \text{ ton-m}) + (1)(17,60 \text{ ton-m})}{(1,3)(42,19 \text{ ton-m}) + (1)(3,17 \text{ ton-m}) + (1)(5,15 \text{ ton-m})} =$$

$$F_s \text{ volteo} = 3,14 > 2 \text{ OK}$$

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{\sum F \text{ estabilizantes}}{\sum F \text{ desestabilizantes}}$$

μ = Factor de rozamiento (0,65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0,65)(79,55)}{(1,3)(16,88 \text{ ton}) + (1)(0,38)} = 2,32 > 1,5$$

5^{TA} CONDICIÓN

$$\text{Grupo VII} = \gamma[\beta_D D + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{EQ} EQ]$$

$$\sum F_z = 0$$

$$R_z = 1[(1)(49,17 \text{ ton} + 24,86 \text{ ton}) - (1)(1,38 \text{ ton})]$$

$$R_z = 72,65 \text{ ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_A = 1[(1)(137,25 \text{ ton-m} + 43,5 \text{ ton-m}) - (1)(3,17 \text{ ton-m}) - (1)(43,47 \text{ ton-m}) - (1)(23,96 \text{ ton-m} + 42,83 \text{ ton-m})]$$

$$M_A = 67,32 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{MA}{R_z}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$d = \frac{67,32 \text{ ton-m}}{72,65 \text{ ton}} = 0,93 \text{ m}$$

$$e = \frac{4,6}{2} - 0,93 = 1,37 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} b^3 h$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (4,6 \text{ m})^3 (1) = 8,11 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{R_z}{\text{Área}} \pm \frac{R_z e x}{I_{yy}}; \text{ donde } x = \frac{b}{2}$$

$$\sigma = \frac{72,65 \text{ ton}}{(1 \text{ m})(4,6 \text{ m})} \pm \frac{(72,65 \text{ ton})(1,37 \text{ m})(2,3 \text{ m})}{8,11 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_A = 44,08 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = -12,50 \text{ ton/m}^2$$

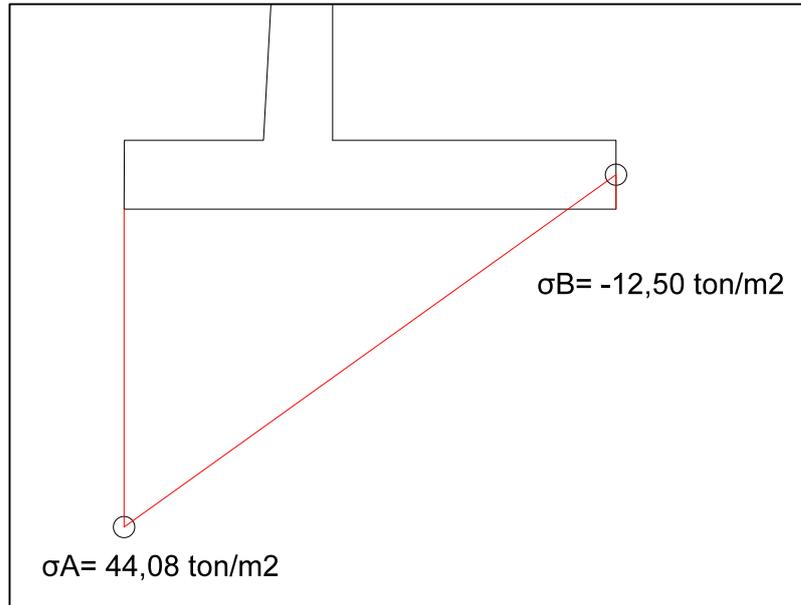


Figura 91. Diagrama de esfuerzos para la 5ta condición del estribo-Optimización 2

Estabilidad:

$$F_s \text{ volteo} = \frac{\sum M \text{ estabilizantes}}{\sum M \text{ desestabilizantes}}$$

$F_s \text{ volteo} =$

$$\frac{(1)(137,25 \text{ ton-m} + 43,50 \text{ ton-m})}{(1)(43,47 \text{ ton-m}) + (1)(3,17 \text{ ton-m}) + (1)(23,96 \text{ ton-m} + 42,83 \text{ ton-m})}$$

$F_s \text{ volteo} = 1,6 > 1,5 \text{ OK}$

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{\sum F \text{ estabilizantes}}{\sum F \text{ desestabilizantes}}$$

$\mu =$ Factor de rozamiento (0.65)

$$F_s \text{ deslizamiento} = \frac{(0.65)(72,65 \text{ ton})}{(1)(17,13 \text{ ton}) + (1)(7,38 \text{ ton} + 7.46 \text{ ton})} = 1,5 > 1,3 \text{ OK}$$

Ver ANEXO 4.

4. CONCLUSIÓN

Se concluye que la alternativa numero tres es la óptima debido a que su volumen de hormigón resulto ser el menor. Ver Tabla 2. Cumpliendo con los chequeos de estabilidad para las combinaciones y estados de carga de acuerdo con la normativa AASHTO.

Tabla 11. Comparativa de Volúmenes de hormigón

ESTRIBO	SIN OPTIMIZAR	OPTIMIZACIÓN 1	OPTIMIZACIÓN 2	OPTIMIZACIÓN 3
VOLUMEN DE HORMIGÓN	61,67 m ³	34,97 m ³	35,61 m ³	34,69 m ³
REDUCCIÓN DE HORMIGÓN		43%	42%	44%

Además, las ventajas de la OPTIMIZACIÓN 3 frente a la OPTIMIZACIÓN 1 constan básicamente en su geometría:

1. La inclinación del paramento interior β del estribo de la alterntiva 3 con respecto a la vertical es igual a 0 en la ecuación que sugiere Rankine para hallar el Coeficiente dinámico de empujes de tierra K_{AE} :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

La cual sirve para encontrar el empuje activo dinámico E_{AE} :

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_v) K_{AE}$$

Por el contrario, en la optimización 1 el angulo de inclinación del paramento interior $\beta = 3,35^\circ$.

$$\beta = \text{tang}^{-1} \left(\frac{0.20 \text{ cm}}{3.42 \text{ cm}} \right)$$

$$\beta = 3.35^\circ$$

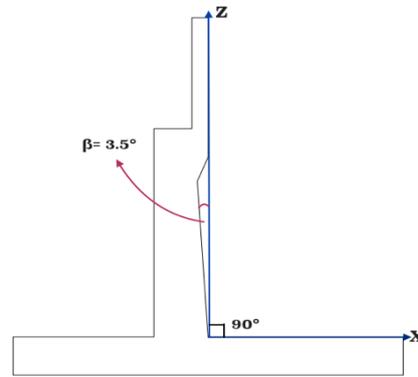


Figura 92. Visualización del ángulo de inclinación del paramento interior.

Así mismo, los factores de seguridad fueron llevados a su valor límite cumpliendo de la misma manera con los factores de seguridad mínimos obtenidos de la NEC-15 en su capítulo “Geotecnia y Cimentaciones”. Cabe mencionar, la importancia del empleo del software Excel como herramienta de cálculo, en el cual se programa las rutinas para evaluar las diferentes alternativas de optimización; de ahí que, permite iterar rápidamente las soluciones y encontrar la más satisfactoria desde el punto de vista estructural y económico.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Vela Oñate, V. A. (2013). Diseño de estribos para puentes vehiculares aplicando criterios de las especificaciones AASHTO por el método elástico y de los estados límite.
- Barrios, O. A. (2018). *Diseño y cálculo estructural de estribos cerrados para puentes de la obra cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste (Bachelor's thesis)*.
- Alberto, B. R. (2016). Formulación de una definición “dialéctica” de la ingeniería estructural y sus implicaciones en la formación profesional. .
- Gomez Castillo, G. G. (2018). *Ordenanza municipal para la creación de una comisión técnica especializada encargada de hacer cumplir la norma ecuatoriana de la construcción referente a diseño sismo resistente en el cantón Atacames (Bachelor's thesis)*.
- NEC. (2015). *Peligro Sísmico/Diseño Sismo Resistente. Código: NEC-SE-DS, Quito, Ecuador*.
- de Hubeňak, L. R. (2015). *Organizaciones Internacionales, diccionario temático. Editorial Dunken*.
- Arias, F. G. (2012). *El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica. 6ta. Fideas G. Arias Odón*.
- Seminario Manrique, E. (2012). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*.
- Aguilera Chinchay, D. (2019). *Determinación y evaluación de las patologías en los elementos estructurales del puente Isaias Garrido, en el Distrito de Marcavelica, Provincia de Sullana, Departamento Piura-Enero 2019*.

- Berrezueta Torres, J. C., & Moscoso Tello, A. R. (2015). *Ampliación y reforzamiento mediante fibras de carbono del puente San Ramón sobre el río Alcacay de la comunidad de Dacte perteneciente al cantón Sigsig, provincia del Azuay (Bachelor's thesis).*
- Henao Mejía, Y., & Ibargüen, A. R. (2015). *Manual para el análisis y diseño de puentes para una vía terciaria (Doctoral dissertation, Universidad Libre Seccional Pereira).*
- Lazo Aguirre, E. P., & Molina Robles, M. A. (2018). *Diseño de puente con elementos prefabricados, para la comunidad de Chiquintad del cantón Cuenca de la provincia del Azuay (Bachelor's thesis, Univesidad del Azuay).*
- AASHTO, S. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges* (17th ed.).
- Núñez Escobar, J. A., & DT Vasco, P. (2015). Comportamiento y seguridad estructural de puentes vehiculares mediante el análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles (Bachelor's thesis, Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Carrera de Ingeniería Civil).
- Laurente Jiménez, C. A., Murga, S., & Giovanni , S. (2014). Influencia de distancia entre secciones transversales al modelar un cauce natural para calcular la socavación en puentes aplicando HEC-RAS.
- Ramírez Coria, P. E., & León Avila , N. J. (2010). Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes CIV 312. Cochabamba, Cercado, Bolivia.
- López, J. C. (2017). Análisis comparativos de costos y tiempo de ejecución entre muros de gravedad y muros en voladizo para la construcción de estribos en

puentes en la República de Guatemala (Doctoral dissertation, Universidad de San Carlos de Guatemala).

Gutierrez, C. (2014). Patología estructural del puente elevado de Los Dos Caminos ubicado en el Municipio Sucre, Estado Miranda, Caracas-Venezuela (Doctoral dissertation).

Cañizares Puebla , D. V., & Vergara Viteri, L. P. (2006). Diseño de un sistema estructural en cantilíver para el montaje de puentes tipo trabe de luces grandes (Bachelor's thesis, QUITO/EPN/2006).

Cuenca Jaramillo, L. A., & Vargas Paz, J. C. (2017). Diseño del puente vehicular en hormigón armado sobre El Río La Roca, Recinto San Bernabé, Cantón San Miguel de los Bancos, Provincia de Pichincha (Bachelor's thesis, Quito: UCE).

Hernández , M. D., & Burbano, L. B. (2006). Técnicas avanzadas para la evaluación de caudales ecológicos en el ordenamiento sostenible de cuencas hidrográficas. *Ingeniería e investigación*, 26(1), 58-68.

Gavande, S. A. (1991). Física de suelos: Principios y aplicaciones. Limusa,.

Cárdenas, P., & Aníbal, H. (2016). Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador Continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito.

Zotar, C., & Aníbal, M. (2014). Diseño de un puente con estribo integral (Bachelor's thesis, Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.).

- Torres Belandria, R. A. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Venezuela: Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes.
- Yañez, C. C. (2008). ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE DRENAJES CON GEOSINTÉTICOS VERSUS SISTEMAS DE DRENAJES NATURALES PARA MUROS DE CONTENCIÓN (Doctoral dissertation, Universidad Austral de Chile).
- Román, S. &. (2019). Diseño de muro de contención, calles Juan León Mera y Primero de Juniociudadela Mirador San Antonio-ciudad Jipijapa (Bachelor's thesis, JIPIJAPA-UNESUM).
- Paccini Sánchez, J. C. (2018). Análisis de alternativas técnico-económicas para estabilizar el talud ubicado en el km 3+ 310 al km 3+ 490 de la vía Chontayoc–Tinyash, distrito de Independencia–huaraz–Ancash.
- Zavala Córdova, L. E. (2017). Desarrollo de una aplicación basada en Matlab para el cálculo de muros a gravedad, muros en volado o cantiléver, muros con contrafuertes (Bachelor's thesis, Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Carrera de Ingeniería Civil).
- Gómez, H., & Estructuras, P. (2013). Metodología de diseño y cálculo estructural para muros de contención con contrafuertes en el trasdós, basados en un programa de cómputo. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Valencia Peralta, Y. M. (2018). Estudio para la rehabilitación del estribo izquierdo del puente “El Saltadero” sobre el Río Changuil, luego del colapso, ubicado en la Parroquia Rural Febres Cordero Provincia de Los Ríos (Bachelor's

- thesis, Universidad de Guayaquil. Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas. Carrera de Ingeniería Civil.).
- Ivars, A. J. (2016). Diseño óptimo de estribos abiertos de hormigón armado en puentes de carretera mediante optimización heurística (Doctoral dissertation). .
- Grases, J. (1987). Concreto armado en zonas sísmicas. Divisider, Sivensa, Venezuela. .
- Arenas , J. J., & Aparicio, A. C. (1984). Estribos de puente de tramo recto. Santander: Universidad de Cantabria.
- Baver , L. D., Gardner, W. H., & Gardner, W. R. (1973). Física de suelos (No. 631.43 B38Y 1972). Uteha.
- Graux, D. (. (1975). Fundamentos de mecánica del suelo, proyecto de muros y cimentaciones (Vol. 1). Reverte.
- Jara Mori, G. A. (2008). Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria (Doctoral dissertation, Caminos).
- Oyarzum, L. A. (2004). MUROS DE RETENCION DE SUELOS CON SISTEMA DE TIERRA ARMADA (Doctoral dissertation, UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE).
- Tapia Solórzano, E. H. (2019). Estabilización de un muro de confinamiento para el material dragado, mediante la evaluación matemática aplicado modelos establecidos (Bachelor's thesis, Guayaquil: ULVR, 2019.).

- Montoya Orozco, A. (2009). *Confiabilidad en Estabilidad de Taludes*. México, México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- González Cuevas, O. M. (2007). *Análisis estructural*. Limusa, México.
- Benjumea, J., Chio, G., & Maldonado, E. (2010). Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte. *Revista ingeniería de construcción*, 25(3), 383-398.
- Das, B. M., & González, R. C. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (pp. 445-494). Thomson Learning.
- Prada, F., Ramos, A., Solaque, D., & Caicedo, B. (2011). Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención. *Obras y proyectos*, (9), 49-58.
- López Moreno, E. S. (2010). *Manual de diseño de cimentación tipo pórtico para equipo dinámico* (Bachelor's thesis, SANGOLQUÍ/ESPE/2010).
- Villar Arana, H. A. (2015). *Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en voladizo y con contrafuertes*.
- Ordoñez, A. (2009). *Muros de contención*. Universidad Nacional Agraria. La Molina, Lima.
- Rankine, W. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147.
- Muriá, D., & Gonzáles, R. (s.f.). PROPIEDADES DINÁMICAS DE EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (51), 25-45.

Nakamura, S. (2006). Reexamination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests. *Soils and foundations*, 46(2), 135-146.

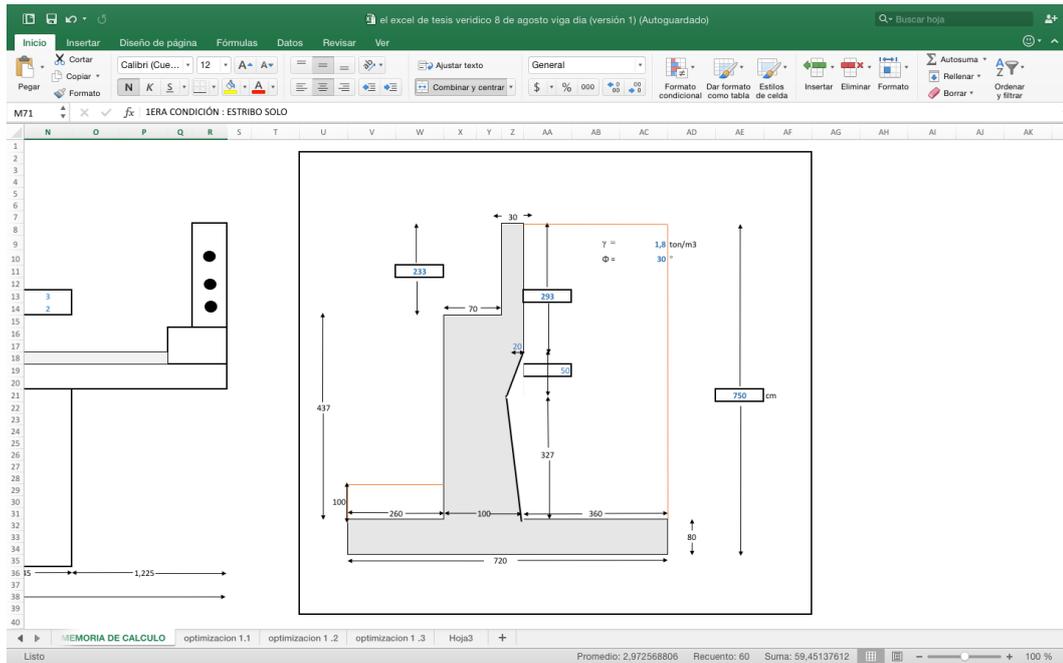
Rodríguez, A. (2010). Puentes con AASHTO LRFD.

Jaramillo Soto, J. F. (2015). Desarrollo y análisis de tablero para puentes vehiculares formado por vigas-cajón de 12, 15 y 18 metros de luz (Bachelor's thesis).

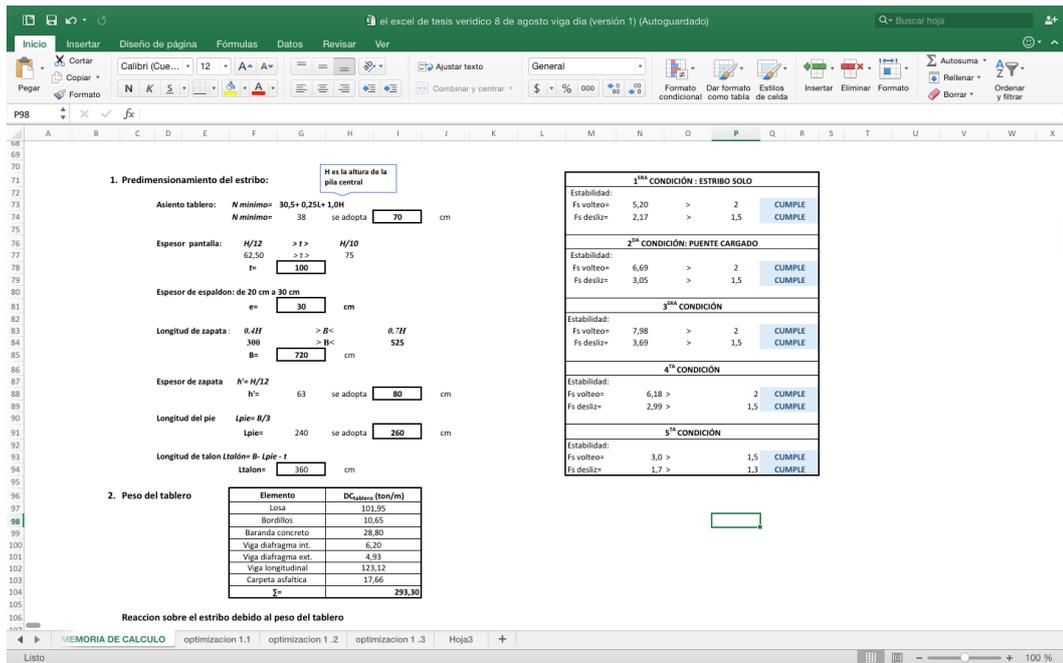
NEC. (2015). Geotecnia y Cimentaciones.

7. ANEXOS

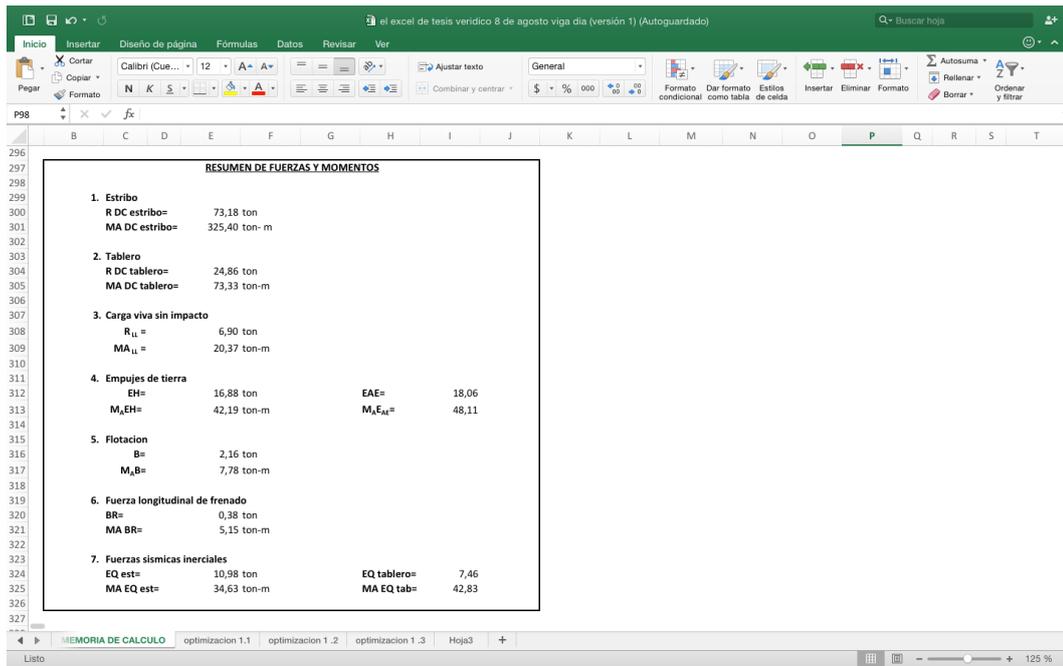
ANEXO 1.



ANEXO 1-1

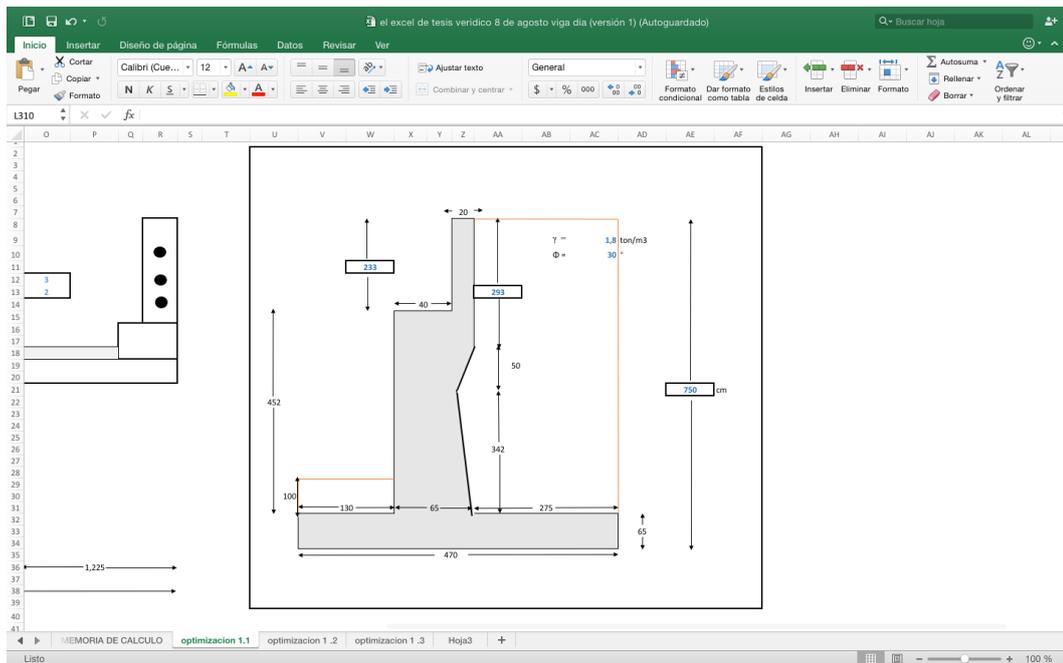


ANEXO 1-2



ANEXO 1-3

ANEXO 2



ANEXO 2-1

Excel spreadsheet showing the design and optimization of a bridge girder. The main content is divided into two sections:

1. Predimensionamiento del estribo:

Key parameters and values:

- Asiento tablero: $N_{\text{mínimo}} = 30,5 + 0,25L + 1,0H$, se adopta **40** cm
- Espeor pantalla: $H/12 > f > H/10$, se adopta **65** cm
- Espeor de espaldón: de 20 cm a 30 cm, se adopta **20** cm
- Longitud de zapata: $0,4H > B_c > 0,7H$, se adopta **470** cm
- Espeor de zapata: $h = H/12$, se adopta **65** cm
- Longitud del pie: $L_{\text{pie}} = B/3$, se adopta **130** cm
- Longitud de talón: $L_{\text{talón}} = B - L_{\text{pie}} - f$, se adopta **275** cm

2. Peso del tablero:

Elemento	DC _{tablero} (ton/m)
Losa	101,95
Borillón	10,65
Baranda concreto	28,80
Viga diafragma int.	6,20
Viga diafragma ext.	4,93
Viga longitudinal	123,12
Carpeta asfáltica	17,650
Σ	293,30

Summary table of conditions:

Condición	Estabilidad	Fs volteo	Fs deslize	Resultado
1ª CONDICIÓN: ESTRIBO SOLO		2,45 > 2	1,50 > 1,5	CUMPLE
2ª CONDICIÓN: PUENTE CARGADO		3,95 > 2	2,85 > 1,5	CUMPLE
3ª CONDICIÓN		3,95 > 2	2,85 > 1,5	CUMPLE
4ª CONDICIÓN		3,00 > 2	2,35 > 1,5	CUMPLE
5ª CONDICIÓN		1,5 > 1,5	1,5 > 1,3	CUMPLE

ANEXO 2-2

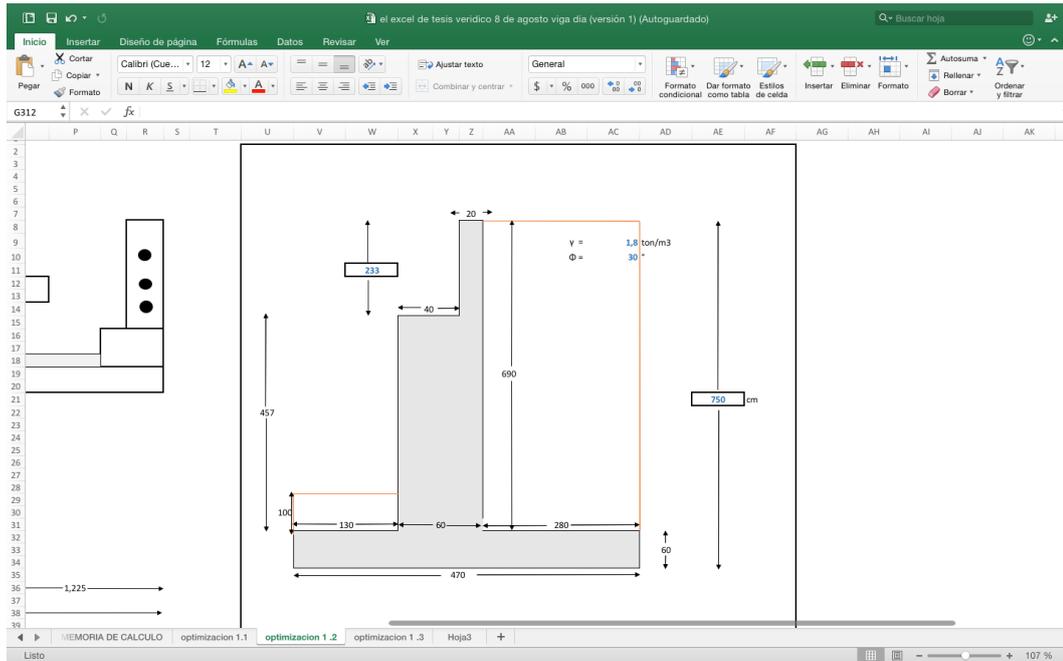
Excel spreadsheet showing the summary of forces and moments. The main content is a table:

RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

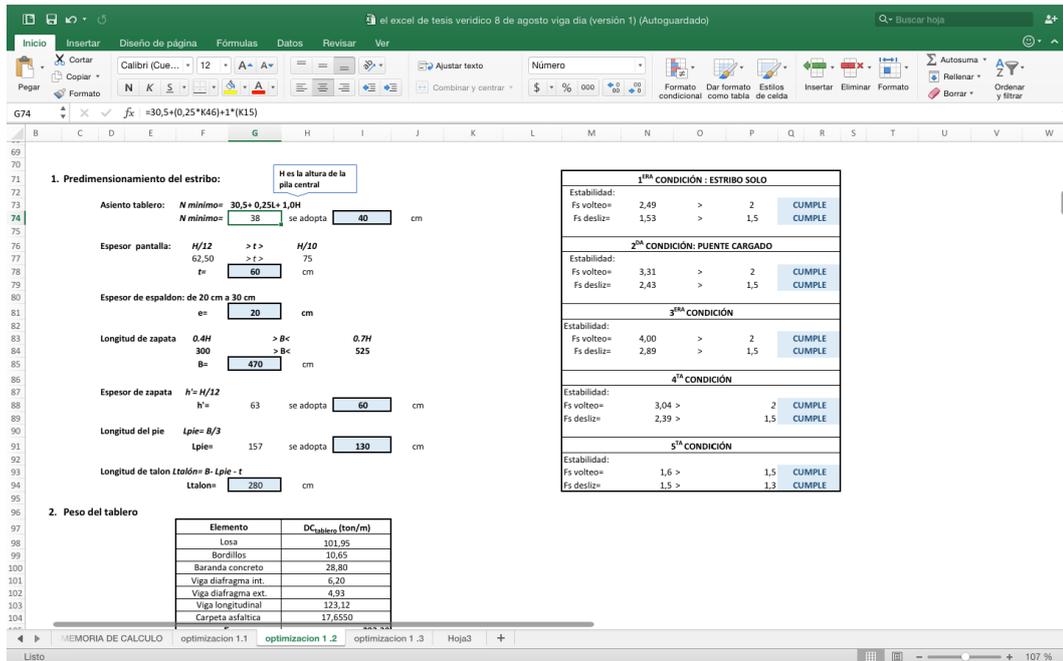
1. Estribo			
R DC estribo=	50,47 ton		
MA DC estribo=	142,58 ton-m		
2. Tablero			
R DC tablero=	24,86 ton		
MA DC tablero=	37,28 ton-m		
3. Carga viva sin impacto			
R _u =	6,90 ton		
MA _u =	10,36 ton-m		
4. Empujes de tierra			
EH=	16,88 ton	EAE=	18,02 ton
M _u EH=	42,19 ton-m	M _u EAE=	47,90 ton-m
5. Flotación			
B=	1,41 ton		
M _u B=	3,31 ton-m		
6. Fuerza longitudinal de frenado			
BR=	0,38 ton		
MA BR=	5,15 ton-m		
7. Fuerzas sísmicas inerciales			
EQ est=	7,57 ton	EQ tablero=	7,46 ton
MA EQ est=	25,01 ton-m	MA EQ tab=	42,83 ton-m

ANEXO 2-3

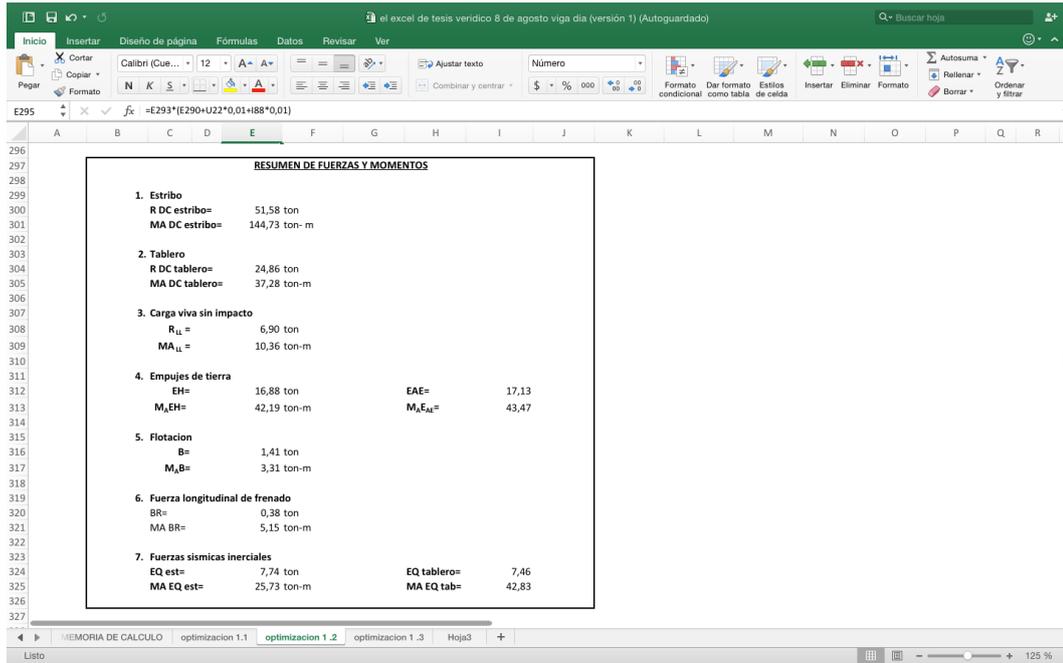
ANEXO 3



ANEXO 3-1

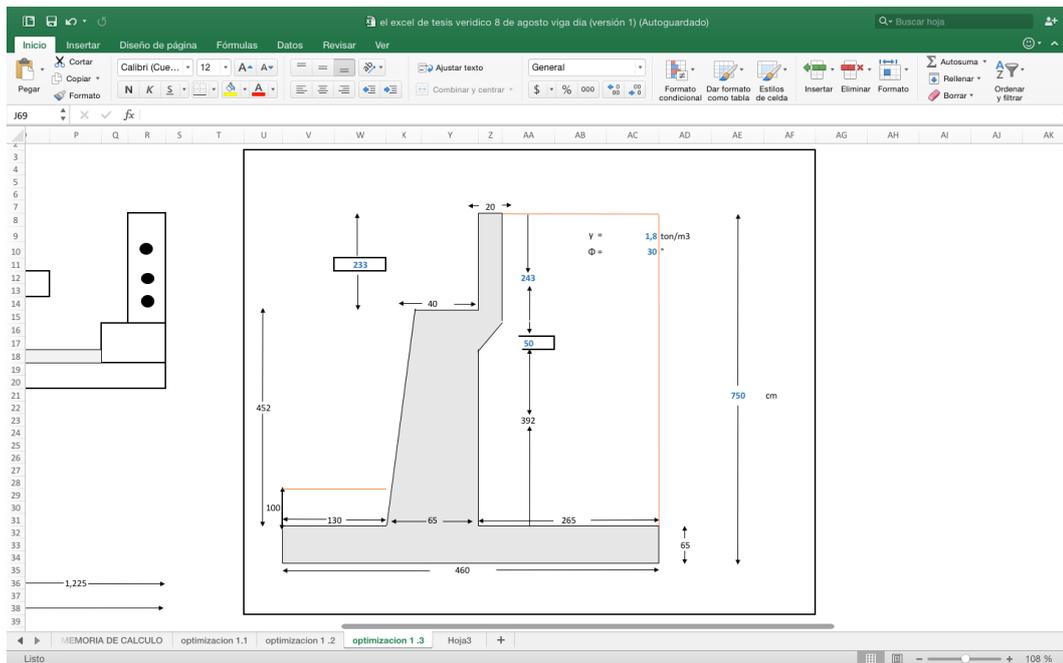


ANEXO 3-2



ANEXO 3-3

ANEXO 4



ANEXO 4-1

Excel spreadsheet showing structural design calculations for a bridge deck. The main calculation is $f_x = 30,5 + (0,25 * K46) + 1 * K15$.

1. Predimensionamiento del estribo:

- Asiento tablero: $N_{\text{mínimo}} = 30,5 + 0,25 * 1,0H$. $N_{\text{mínimo}} = 38$ se adopta **40** cm.
- Espesor pantalla: $H/12 > t > H/10$. $62,50 > t > 75$. $t =$ **65** cm.
- Espesor de espaldón: de 20 cm a 30 cm. $e =$ **20** cm.
- Longitud de zapata: $0,4H > B < 0,7H$. $300 > B < 525$. $B =$ **460** cm.
- Espesor de zapata: $h = H/12$. $h =$ 63 se adopta **65** cm.
- Longitud del pie: $l_{\text{pie}} = B/3$. $l_{\text{pie}} =$ 153 se adopta **130** cm.
- Longitud de talón: $l_{\text{talón}} = B - l_{\text{pie}} - t$. $l_{\text{talón}} =$ **265** cm.

2. Peso del tablero

Elemento	DC _{tablero} (ton/m)
Losa	101,95
Bordillos	10,65
Baranda concreto	28,80
Viga diafragma int.	6,20
Viga diafragma ext.	4,9266
Viga longitudinal	123,12
Carpetas asfáltica	17,6550

CONDICIONES DE CUMPLIMIENTO:

1ª CONDICIÓN: ESTRIBO SOLO				
Estabilidad:	2,37	>	2	CUMPLE
Fs volteo=	1,5	>	1,5	CUMPLE
Fs desliz=				
2ª CONDICIÓN: PUENTE CARGADO				
Estabilidad:	3,42	>	2	CUMPLE
Fs volteo=	2,36	>	1,5	CUMPLE
Fs desliz=				
3ª CONDICIÓN				
Estabilidad:	3,98	>	2	CUMPLE
Fs volteo=	2,80	>	1,5	CUMPLE
Fs desliz=				
4ª CONDICIÓN				
Estabilidad:	3,14	>	2	CUMPLE
Fs volteo=	2,32	>	1,5	CUMPLE
Fs desliz=				
5ª CONDICIÓN				
Estabilidad:	1,6	>	1,5	CUMPLE
Fs volteo=	1,5	>	1,3	CUMPLE
Fs desliz=				

ANEXO 4-2

Excel spreadsheet showing the summary of forces and moments. The main calculation is $f_x = E293 * (E290 + U22 * 0,01 + AD33 * 0,01)$.

RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

1. Estribo			
R DC estribo=	49,17 ton		
MA DC estribo=	137,25 ton-m		
2. Tablero			
R DC tablero=	24,86 ton		
MA DC tablero=	43,50 ton-m		
3. Carga viva sin impacto			
R _u =	6,90 ton		
MA _u =	17,60 ton-m		
4. Empujes de tierra			
E _H =	16,88 ton	EAE=	17,13
M _{E,H} =	42,19 ton-m	M _{E,E_H} =	43,47
5. Flotacion			
B=	1,38 ton		
M _B =	3,17 ton-m		
6. Fuerza longitudinal de frenado			
BR=	0,38 ton		
MA BR=	5,15 ton-m		
7. Fuerzas sísmicas inerciales			
EQ este=	7,38 ton	EQ tablero=	7,46
MA EQ este=	23,96 ton-m	MA EQ tab=	42,83

ANEXO 4-3

