RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	Yeisy Juliana Rincón Carrascal
FACULTAD	Ingenierías
PLAN DE ESTUDIOS	Ingeniería Civil
DIRECTOR	PhD. Nelson Afanador García
TÍTULO DE LA TESIS	Propuesta diseño estructural de muro de contención tipo New Jersey en el sector de la laguna, vía circunvalar usando el software comercial SAP 2000
TITULO EN INGLES	Proposal for the structural design of a New Jersey type retaining wall in the lagoon sector, via circunvalar using the commercial software SAP 2000

RESUMEN

El presente trabajo de grado desarrolla una propuesta de diseño de muro de contención tipo New Jersey, acorde a las normativas NSR-10 y CCP-14. En el cual se llevó a cabo un proceso que abarca levantamiento topográfico de la zona afectada, predimensionamiento, análisis de estabilidades local y global, modelación en SAP2000 y GEO5, elaboración de un plano estructural y un presupuesto de obra para el año en curso 2.024.

RESUMEN EN INGLES

This thesis develops a design proposal for a New Jersey type retaining wall, according to NSR-10 and CCP-14 regulations. In which a process was carried out that includes topographic survey of the affected area, pre-dimensioning, analysis of local and global stability, modeling in SAP2000 and GEO5, preparation of a structural plan and a work budget for the current year 2.024.

PALABRAS CLAVES	Muro New Jersey, Volcamiento, Deslizamiento, teoría Mononobe Okabe.
PALABRAS CLAVES EN INGLES	Wall New Jersey, Rollover, Slippage, Mononobe Okabe theory.

CARACTERÍSTICAS

PÁGINAS: 298	PLANOS: 2	ILUSTRACIONES: 0	CD-ROM: 1

Propuesta diseño estructural de muro de contención tipo New Jersey en el sector de la laguna, vía circunvalar usando el software comercial SAP 2000.

Yeisy Juliana Rincón Carrascal

Facultad de Ingenierías, Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña

Ingeniería Civil

PhD. Nelson Afanador García

Febrero del 2.024

Índice

Capítulo 1. Propuesta diseño estructural de muro de contención tipo New Jersey en el sector de la laguna, vía circunvalar usando el software comercial SAP 2000 12

1.1 Planteamiento del problema 12

1.2 Formulación del problema 15

1.3 Objetivos 16

1.3.1 Objetivo general 16

1.3.2 Objetivos específicos 16

1.4 Justificación 17

1.5 Delimitaciones 18

1.5.1 Delimitación Geográfica 18

1.5.2 Delimitación Temporal 18

1.5.3 Delimitación Conceptual 18

1.5.4 Delimitación Operativa 19

Capítulo 2. Marco Referencial 20

2.1 Marco histórico 20

2.2 Marco contextual 23

2.3 Marco conceptual 26

2.3.1 Muro de contención 26

2.3.2 Presión activa y pasiva 26

2.3.3 Fuerza de fricción 27

2.3.4 Aceleración pico efectiva 28

2.3.5 coeficiente sísmico 28
2.3.6 Zarpa 28
2.3.7 ángulo de fricción interna 29
2.3.8 volcamiento 29
2.3.9 Deslizamiento 30
2.3.10 Excentricidad 31
2.3.11 Sobrecarga 31
2.4 Marco Teórico 31
2.4.1 Teoría de Rankine 31
2.4.2 Teoría de Coulomb 33
2.4.3 Teoría Mononobe-Okabe 35
2.4.4 Software Geo 5 38
2.4.5 Software SAP 2000 40
2.5 Marco legal 43
2.5.1 Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR 10 43
2.5.2 Norma Colombiana de diseño de puentes CCP-14 44
Capítulo 3. Diseño Metodológico 46
3.1. Tipo de investigación 46
3.2 Población y muestra 46
3.2.1 Población 46
3.2.2 Muestra 47
Capítulo 4. Desarrollo del proyecto 48
4.1 Morfología del terreno 48

4.2 Propuesta diseño estructural del muro de contención tipo New Jersey y muros de contención laterales 1 y 2 53
4.2.1 Primera propuesta de dimensiones del muro de contención New Jersey 54
4.2.2 Segunda propuesta de dimensiones del muro tipo New Jersey 58
4.2.2.1 Verificación del volcamiento 73
4.2.2.2 Verificación de deslizamiento. 75
4.2.3 Análisis y diseño de los elementos estructurales 79
4.2.3.1 Zarpa (zapata) 80
4.2.3.1.1 Diseño a flexión 80
4.2.3.1.2 Verificación de esfuerzo de corte. 90
4.2.3.2 Vástago 95
4.2.3.2.1 Diseño a flexión 95
4.2.3.2.2 Verificación de esfuerzo de corte 103
4.2.3.3 Viga de contrapeso (0,40 m x 0,40 m) cant:2 Und. 108
4.2.3.3.1 Diseño a flexión 109
4.2.3.3.2 Diseño a cortante 111
4.2.3.4 Contrapeso cant:2 Und 114
4.2.3.5 Pilotes 115
4.2.3.5.1 Diseño a flexión pilote # 1 116
4.2.3.5.2 Diseño por cortante pilote # 1 118
4.2.4 Definición y estabilidad local de los muros laterales que completan el tramo de perdida de banca 119
4.2.5 Diseño estructural de los elementos del muro de contención lateral 1 y 2 130

4.2.5.1 Diseño de la zarpa 130
4.2.5.1.1 Diseño a flexión 130
4.2.5.1.2 Verificación de esfuerzo de corte 136
4.2.5.2 Vástago 140
4.2.5.2.1 Diseño a flexión 140
4.2.5.2.2 Verificación de esfuerzo de corte 148
4.2.6 Muro de enlace de las zarpas 152
4.2.6.1 Diseño a flexión del refuerzo vertical 152
4.2.6.2 Diseño a flexión del refuerzo horizontal 153
4.3 Presupuesto de obra para muro de contención tipo New Jersey y muros laterales 1 y 2 .. 154
Capítulo 5. Conclusiones 156
Capítulo 6. Recomendaciones 158
Referencias 159
Apéndices 166

Lista de tablas

Tabla 1 Cálculo de los coeficientes: sísmico horizontal, sísmico vertical, empuje activo-estático y empuje activo-dinámico 57

Tabla 2 Factores de carga utilizados para el análisis de estabilidad. 68

Tabla 3 Cargas verticales que influyen en el muro. 71

Tabla 4 Cargas horizontales que influyen en el muro 72

Tabla 5 Momentos ocasionados por las cargas verticales. 72

Tabla 6 Momentos ocasionados por las cargas horizontales. 73

Tabla 7 Cálculo del factor de volcamiento 74

Tabla 8 Cálculo del factor de deslizamiento 77

Tabla 9 Cargas verticales que influyen en el muro lateral 1 y 2 125

Tabla 10 Cargas horizontales que influyen en el muro lateral 1 y 2 125

Tabla 11 Momentos ocasionados por las cargas verticales 126

Tabla 12 Momentos ocasionados por las cargas horizontales 126

Tabla 13 Cálculo del factor de volcamiento 127

Tabla 14 Cálculo del factor de deslizamiento 128

Lista de Figuras

Figura 1 Erosión del talud que está perjudicando tramo de la avenida Circunvalar, en Ocaña, Norte de Santander. 14

Figura 2 Calzada inhabilitada por afectación de la erosión del talud. 14

Figura 3 Mapa geográfico de Ocaña, N. STD 23

Figura 4 Tramo de la avenida Circunvalar, donde se centra la investigación. 24

Figura 5 Mapa geológico del municipio de Ocaña, Norte de Santander. 25

Figura 6 Ángulos de las fuerzas de empuje del terreno con el muro de contención. 34

Figura 7 Interfaz del software GEO5. 40

Figura 8 Interfaz del software SAP 2000 42

Figura 9 Perdida de banca en un tramo de la vía circunvalar, en el sector la Laguna, municipio de Ocaña, Norte de Santander. 48

Figura 10 Levantamiento topográfico por el método de poligonal abierta, en la zona de estudio, tramo de la vía circunvalar, sector la laguna, municipio de Ocaña. 49

Figura 11 Equipos usados en el levantamiento topográfico 50

Figura 12 (a) Vista en planta del levantamiento topográfico realizado en el tramo de la avenida Circunvalar, sector la Laguna, municipio de Ocaña y (b) zum de la zona a intervenir 51

Figura 13 Plano vista en perfil de la sección transversal 1 52

Figura 14 Corte del perfil longitudinal del terreno afectado por la pérdida de banca 53

Figura 15 Longitud de análisis para la primera propuesta del muro 54

Figura 16 Muro de contención tipo New Jersey 55

Figura 17 Reacciones en los resortes de la zarpa para la 1ra propuesta de muro de contención (a) y (b) zum de las tracciones en los resortes de la zarpa 58

Figura 18 Dimensiones del muro de contención tipo New Jersey propuesta 2 59

Figura 19 Altura equivalente correspondiente para el cálculo de la sobrecarga viva por carga vehicular..... 63

Figura 20 Sección 13.7.2- Criterios para seleccionar el nivel de ensayo- CCP-14 64

Figura 21 Tabla A13.2-1 fuerzas de diseño para barandas según el nivel de ensayo del proyecto 65

Figura 22 Tabla de Combinaciones y factores de carga 66

Figura 23 Tabla de factores para cargas permanentes 67

Figura 24 Ubicación del punto A para el cálculo de los momentos producidos por las cargas actuantes en el muro..... 69

Figura 25 Factor de seguridad para el volcamiento 74

Figura 26 Factor de seguridad de deslizamiento para estado límite de resistencia 75

Figura 27 Factor de seguridad de deslizamiento para estado límite de evento extremo..... 76

Figura 28 (a) comportamiento de las reacciones en los resortes de la zarpa y (b) zum de las reacciones a tracción en la zarpa..... 78

Figura 29Momentos de flexión y torsión de la placa..... 80

Figura 30 Momentos máximos de diseño en la zona crítica M22 para la zarpa..... 81

Figura 31 Momentos mínimos de diseño en la zona crítica M22 para la zarpa..... 82

Figura 32 Momento máximo de diseño M22 en la franja intermedia para la zarpa 85

Figura 33 Momento mínimo de diseño M22 en la franja intermedia para la zarpa..... 85

Figura 34 Momento máximo de diseño M11 en la zona crítica de los pilotes para la zarpa..... 88

Figura 35 Momento mínimo de diseño M11 en la zona crítica de los pilotes para la zarpa..... 88

Figura 36 Cortante mínimo de diseño V13 en la sección crítica para la zarpa..... 92

Figura 37 Cortante máximo de diseño V13 en la sección crítica para la zarpa..... 93

Figura 38 Cortante mínimo de diseño V23 en la sección crítica para la zarpa..... 94

Figura 39 Cortante máximo de diseño V13 en la sección crítica para la zarpa..... 94

Figura 40 Momento mínimo de diseño M22 en la zona crítica para el vástago..... 96

Figura 41 Momento máximo de diseño M22 en la zona crítica para el vástago..... 96

Figura 42 Momento mínimo de diseño M11 en la zona crítica para el vástago..... 101

Figura 43 Momento máximo de diseño M11 en la zona crítica para el vástago..... 101

Figura 44 Cortante mínimo de diseño V13 en la sección crítica para el vástago..... 105

Figura 45 Cortante máximo de diseño V13 en la sección crítica para el vástago..... 105

Figura 46 Cortante mínimo de diseño V23 en la sección crítica para el vástago..... 106

Figura 47 Cortante máximo de diseño V23 en la sección crítica para el vástago..... 107

Figura 48 Diagrama de momento y cortante de la primera viga..... 108

Figura 49 Diagrama de cortante y momento de la segunda viga..... 114

Figura 50 Numeración de pilotes en muro de contención tipo New Jersey (Central)..... 115

Figura 51 Diagrama de momento y cortante del pilote # 1..... 116

Figura 52 Ubicación de los muros laterales, en corte longitudinal de la perdida de banca..... 120

Figura 53 Dimensiones del muro lateral 1 y 2..... 121

Figura 54 Análisis de estabilidad global en el software GEO 5, muro lateral 1 y 2..... 129

Figura 55 Momento máximo de diseño M22 en la zona crítica para la zarpa..... 130

Figura 56 Momento mínimo de diseño M22 en la zona crítica para la zarpa..... 131

Figura 57 Momento máximo de diseño M11 en la zona crítica para la zarpa..... 134

Figura 58 Momento mínimo de diseño M11 en la zona crítica para la zarpa 134

Figura 59 Cortante mínimo de diseño V13 en la zona crítica para la zarpa 137

Figura 60 Cortante máximo de diseño V13 en la zona crítica para la zarpa 138

Figura 61 Cortante mínimo de diseño V23 para la zarpa 139

Figura 62 Cortante máximo de diseño V23 para la zarpa 139

Figura 63 Momento mínimo de diseño M22 en la zona crítica para el vástago 141

Figura 64 Momento máximo de diseño M22 en la zona crítica para el vástago 141

Figura 65 Momento mínimo de diseño M11 en la zona crítica para el vástago 146

Figura 66 Momento máximo de diseño M11 en la zona crítica para el vástago 146

Figura 67 Cortante mínimo de diseño V13 para el vástago 149

Figura 68 Cortante máximo de diseño V13 para el vástago 150

Figura 69 Cortante mínimo de diseño V23 para el vástago 151

Figura 70 Cortante máximo de diseño V23 para el vástago 151

Figura 71 Presupuesto de obra de muro de contención tipo New Jersey 155

Lista de Apéndices

Apéndice A. Plano topográfico (Archivo AutoCAD adjunto “Plano Topografico Av.circunvalar.dwg”) y cartera topográfica..... 166

Apéndice B. Tutorial de modelación de muro de contención tipo new jersey con el software SAP2000 169

Apéndice C. Tutorial de análisis de estabilidad global del muro de contención tipo New Jersey mediante el software GEO 5 276

Apéndice D. Plano estructural de los muros de contención (Archivo AutoCAD adjunto “PLANO ESTRUCTURAL MURO DE CONTENCION PROYECTO DE GRADO.dgw”)..... 297

Apéndice E. Memorias de cálculo, Análisis de precios unitarios, Presupuesto (Archivo de Excel adjunto “ESTUDIO DE COSTOS MURO DE CONTENCION PROYECTO DE GRADO Hoja de cálculo de Microsoft Excel”) 298

Capítulo 1. Propuesta diseño estructural de muro de contención tipo New Jersey en el sector de la laguna, vía circunvalar usando el software comercial SAP 2000

1.1 Planteamiento del problema

En Colombia, es común ver en carreteras y edificaciones la contención de tierras usando diferentes materiales como: material mixto, caucho, madera, acero y concreto. En concreto, es frecuente observar muros de contención en gravedad y en voladizo, por otra parte, en el mundo se hace más común utilizar el muro de contención New Jersey, aunque en las vías de Colombia empieza a ser más frecuente este tipo de muro de contención**.**

La falta de diseños de muros de contención tipo New Jersey en Colombia representa un problema significativo para la seguridad vial en el país, esto debido al desconocimiento de su comportamiento, diseño y conciencia sobre los beneficios de estos muros que pueden no estar familiarizados con las ventajas y características de los mismos, lo que lleva a optar por diseños convencionales que no son tan eficientes ni aplicables en todos los casos, como la alternativa más adecuada para la solución del problema.

Actualmente en un tramo de la avenida Circunvalar, en la entrada al barrio la Laguna, en el municipio de Ocaña, Norte de Santander, se está presentando un deslizamiento de tierra debido a la erosión del talud que sostiene la vía, como se evidencia en las fotografías. Esto ocasionado principalmente por la erosión de una tubería de aguas lluvias, que junto con las temporadas de invierno han acelerado el problema. Además, la zona de estudio está ubicada en la

parte suroriental del municipio la cual se encuentra enmarcada en el mapa de amenazas del Plan Básico de Ordenamiento Territorial del municipio de Ocaña-PBOT, con un nivel de amenaza muy alto por deslizamiento y erosión (Guerrero Barbosa , Gallardo Amaya, & Cuanalo Campos, 2013) . Debido a lo planteado anteriormente se llegó al punto de que un carril se vea afectado (Ver Figura 1) , lo que representa un peligro para los conductores que transitan por esta vía, en el cual la opción de construir un muro de contención convencional resulta obsoleto debido a las condiciones del terreno, por lo tanto aún no se lleva a cabo ninguna solución, derivando diferentes tipos de problemáticas como: riesgo de accidentalidad, congestión vehicular, traumatismo e incertidumbre, debido a que actualmente solo está habilitado un solo carril (Ver Figura 2). Esto es desfavorable para una vía nacional con alto flujo de vehículos de carga pesada, descongestionamiento vehicular del municipio, comunicación entre diferentes zonas del país, transporte de alimentos, materiales, entre otros.

Figura 1

Erosión del talud que está perjudicando tramo de la avenida Circunvalar, en Ocaña, Norte de Santander.



Nota. Autor 2.024.

Figura 2

Calzada inhabilitada por afectación de la erosión del talud.



Nota. Autor 2.024.

1.2 Formulación del problema

¿Cómo un diseño de muro de contención New jersey podrá ser factible en el tramo de la vía Circunvalar, para evitar el deslizamiento del terreno?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general:

Diseñar un muro de contención tipo New Jersey para el tramo afectado por erosión del terreno, en la avenida Circunvalar al frente de la entrada del barrio la Laguna, en Ocaña, Norte de Santander.

1.3.2 Objetivos específicos:

Determinar la morfología del terreno mediante levantamiento topográfico obteniendo la descripción técnica de la zona de estudio.

Proponer el diseño del muro de contención tipo New Jersey mediante el análisis de los parámetros normativos de la NSR-10 y el CCP-14.

Realizar el presupuesto para la construcción del muro de contención mediante el análisis de precios unitarios que permita la estimación correcta de los costos.

1.4 Justificación

Los muros de contención son elementos que permiten mantener una diferencia de niveles en el terreno a un lado y el otro de él, con una pendiente superior a lo que permitiría la resistencia del mismo. Estas estructuras de contención deben contar con las formas y dimensiones adecuadas que permitan equilibrar los empujes del suelo, también ayudan a prevenir la erosión de los mismos, crean lechos aprovechables en terrenos empinados y administran peculiaridades de paisajismo decorativas o funcionales. Además, deben tener un diseño sísmico adecuado, pues este es importante para minimizar los efectos devastadores de los terremotos sobre las estructuras de contención, el daño en las vías terrestres, en estribos de puentes, el riesgo a las vidas humanas, así como serios problemas económicos, sociales y ambientales (Afanador García , Sanjuan Prada, & Medina Cáceres, 2012) . Existen diferentes tipos de muros de contención convencionales como: muros de contención en gravedad, en voladizo, con contrafuerte, anclados, apilados y estabilizados mecánicamente. (Structuralia , 2022)

En Colombia se construyen a menudo muros de contención en concreto reforzado de diferentes tipos según la necesidad que se presente, ya que estos por su forma de construcción y material son elementos que funcionan por gravedad, soportan fuerzas que interactúan con el contacto de suelo-estructura sin sufrir graves deformaciones (Barbosa Méndez , Barbosa Méndez , & Terreros Arias , 2015), actualmente existen un tipo de muro llamado New jersey, el cual tiene un buen comportamiento. La construcción de un muro de contención tipo New Jersey en un tramo de la vía circunvalar en Ocaña, Norte de Santander, surge como una solución viable y urgente para hacer frente a la erosión del talud ya que se destaca por su capacidad para adaptarse

eficazmente a las condiciones del área a restaurar, además de ser resistente a las adversidades climáticas y geográficas del terreno. Su implementación asegurará la protección y seguridad de los usuarios de la vía, al tiempo que se minimizan los riesgos de accidentes y se preservan las vidas de las personas. (Triviño, 2012)

1.5 Delimitaciones

1.5.1 Delimitación Geográfica:

Este estudio se realizará en un tramo de la avenida circunvalar, en la entrada al barrio la Laguna, en el municipio de Ocaña, Norte de Santander.

1.5.2 Delimitación Temporal:

El tiempo empleado para el desarrollo del proyecto será de 4 meses.

1.5.3 Delimitación Conceptual:

Para este proyecto se debe tener claros los conceptos de, muro de contención, esfuerzo activo, esfuerzo pasivo, teoría Mononobe Okabe, aceleración pico afectiva, empuje de tierra dinámicos, momento actuante, coeficiente sísmico, vástago, zarpa, ángulo de fricción interna, volcamiento, deslizamiento, excentricidad, esfuerzos, cortante, altura efectiva, sobrecarga y los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, control de asentamientos.

1.5.4 Delimitación Operativa:

El desarrollo del proyecto se realizará en las instalaciones de la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña, haciendo uso del laboratorio de topografía, la sala de cómputo de ingeniería civil y la biblioteca.

Capítulo 2. Marco Referencial

2.1 Marco histórico

Para el abordaje de los presentes antecedentes se ha realizado una recopilación de estudios, en su mayoría investigaciones académicas, las cuales están relacionadas con la variable de investigación.

A continuación, se detallan los autores, objetivos y conclusiones de cada uno de los estudios que se exponen de manera internacional, nacional y local, concernientes al estudio y diseño de muros de contención.

Según (Barros , Sarabia , Valdés , Serrano , & Gaytan , 2019) en su artículo "Muro de contención construido con neumáticos estabilizados mecánicamente" expone que tras las deficiencias estructurales como constructivas, sobre la edificación en pendiente y también el existente potencial de neumáticos desechados en el año 2015 en Chile, se inició la investigación con el fin de contener los rellenos de tierra con estructuras construidas con neumáticos de desecho, lo cual se diseñó con componentes estructurales capaces de resistir fuerzas de corte y momento generadas por las presiones del suelo y otras cargas, también se evaluó la seguridad del muro con respecto al volcamiento y deslizamiento, y se realizó un drenaje adecuado, por último, es aconsejables conocer el tipo de suelo para rellenar el muro y prevenir expansiones.

Otro estudio relacionado con el tema es el artículo "Empujes sísmicos de tierra sobre muros de contención rígidos y flexibles" , el cual desarrolla un método de solución de elementos

finitos más general, empleado para investigar más afondo los efectos de la rigidez de la pared a la flexión y el cumplimiento de la base oscilante, el documento utiliza el método de elementos finitos para estudiar las presiones dinámicas de la tierra desarrolladas en muros de contención rígidos o flexibles que no se deslizan. Modelando el suelo como un continuo viscoelástico, el cual muestra que los resultados numéricos convergen a las soluciones analíticas de Wood, para un muro rígido de base fija y de Veletsos y Younan, para un muro que tiene flexibilidad estructural o rotacional. (Psarropoulos, Klonaris, & Gazetas, 2005).

A nivel nacional se realizó la investigación “Análisis del diseño y construcción del muro de contención en pilas del proyecto residencial Nido” por Sergio Andrés Escobar Henao, el cual realizó un análisis de la planeación y diseño de la estructura, junto con una guía del proceso constructivo, teniendo en cuenta el reglamento colombiano de construcción sismo resistente, las teorías de diseño, las indicaciones dadas por los geotecnistas y diseñadores estructurales a cargo de la planeación y las buenas prácticas de los procesos constructivos en este tipo de obras. Por lo que se planteó un boceto general de todos los procesos necesarios para la ejecución de la obra de contención, teniendo en cuenta las suposiciones asumidas para el diseño, estudios previos, contratiempos constructivos y soluciones. (Henao, 2022)

También (Riaño Forero , Marín Mendoza , & Triana Zambrano , 2022) exponen en su investigación “Estudio Patológico En Los Muros De Contención De La Vía Bogotá - Villeta Entre Los Km 51+010 Y Km 51+119”, la cual busca plantear una hipótesis sobre las patologías presentadas en un muro de contención las cuales presenta, desplazamientos, desprendimientos, hundimientos y grietas, tanto en módulos del muro, como en la estructura de pavimento,

llegando a la conclusión que las lesiones no fueron originadas por errores en el diseño estructural del Muro, sin embargo se evidencio la falta de elementos hidráulicos así como sobrecargas, producto del peso de la estructura de pavimento, la cual es soportada por el Muro, esto derivó que la estructura se encuentra sometida a esfuerzos superiores a los de diseño y esta es la causa principal de las patologías.

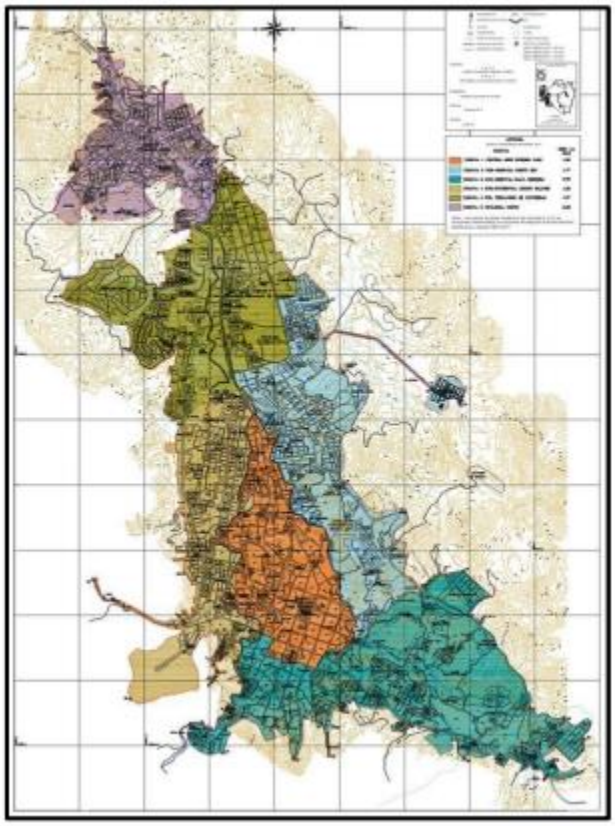
A nivel local se llevó a cabo el estudio “Diseño sísmico de muros de contención en gravedad y voladizo” el cual trata sobre el diseño de 120 muros de contención con variaciones en altura, modelación en SAP 2000 y análisis, usando diferentes aceleraciones pico afectiva mediante la elaboración de un programa en Excel con macros, con el fin de determinar regresiones de volúmenes de concreto simple y ciclópeo como también de Kilogramos de acero de refuerzo, el cual permitió la formación de ecuaciones de costos de construcción de muros de contención en gravedad y en voladizo. (Afanador García , Sanjuan Prada, & Medina Cáceres, 2012)

2.2 Marco contextual

Como se ve en la Figura 3, el proyecto de investigación se desarrollará en la ciudad de Ocaña ubicada en la zona occidental del departamento de Norte de Santander sobre la cordillera oriental. La superficie del municipio abarca unos 8.602 Km2 con una altura máxima de 1.202 metros sobre el nivel del mar. (Alcaldía Municipal de Ocaña, Norte en Santander , 2018).

Figura 3

Mapa geográfico de Ocaña, N. STD



Nota. (Alcaldía Municipal de Ocaña, Norte en Santander , 2018)

Según el (Plan Basico de Ordenamiento Territorial) , Ocaña cuenta con una extensión territorial de 8,24 km2, limitando al norte con los municipios de Teorema, Convención y el Carmen, por el Occidente limita con el municipio de Rio de Oro- Cesar, por el oriente, limita con la playa de Belén y por el sur, limita con el municipio de San Martín. Por otro lado, la temperatura promedio del municipio es de 21.6 °C, con una precipitación de 1988 mm anual, donde los meses más lluviosos son, agosto, septiembre, octubre y noviembre. (Climate Data)

El lugar en el cual se centra el presente trabajo de investigación es un tramo de la avenida circunvalar, en la entrada al barrio la Laguna, Ocaña, Norte de Santander, como se ve en la Figura 4.

Figura 4

Tramo de la avenida Circunvalar, donde se centra la investigación.

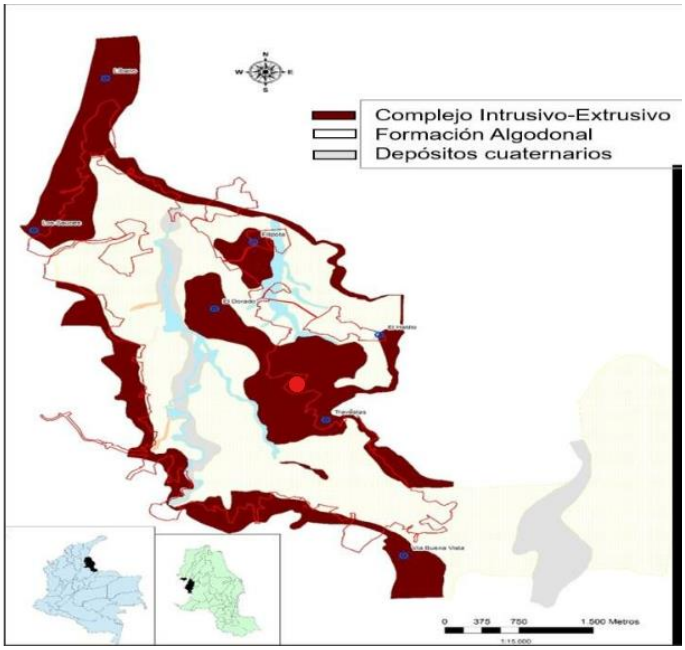


Nota. satelital mapa de Ocana // Colombia, Norte de Santander (satellites.pro)

Esta zona según el mapa geológico del municipio, corresponde al complejo intrusivo-extrusivo (Ver Figura 5), el cual hace parte del complejo ígneo metamórfico denominado “Macizo Santander” e incluye rocas ígneas de juratriásico, constituido por una fase intrusiva cuya composición predominante es cuarzo – monzonita, pórfidos riolíticos, diques básicos de diabasas y basalto; también incluye material piroclástico con presencia de toba, brechas y aglomerados. Este tipo de formación se caracteriza por tener perfiles de meteorización con presencia de suelos residuales, donde en algunos sectores de la ciudad esta formación genera suelos residuales de tipo arenoso de poco espesor debido a que sufren fuertes procesos de erosión. En otros sectores como los de expansión urbana los perfiles de meteorización son de mayor espesor y contienen suelos de tipo cohesivo. (Duarte Vergara , Álvarez Quintero , & Gallardo Amaya , 2019)

Figura 5

Mapa geológico del municipio de Ocaña, Norte de Santander.



Nota. Obtenido de PBOT Ocaña 2015.

2.3 Marco conceptual

2.3.1 Muro de contención:

Los muros de contención son estructuras de contención con la función es garantizar la estabilidad contra la descomposición de los macizos del suelo, siendo responsables de resistir las tensiones horizontales causada por el propio peso de la masa y las cargas externas, como el relleno de tierras, presión del líquido, arena y otros materiales granulares.

Existen diferentes tipos de muros de contención como: muro de gravedad, muro hincado, muro a gravedad armado, muro de contención anclado, muro de contención voladizo, muro de contención apilado, sistemas híbridos. También hay diferentes tipos de materiales con la que se construyen estos, como bloques de hormigón, hormigón vertido, maderas tratadas, rocas o cantos rodados. (ARQUITECTURA PURA)

2.3.2 Presión activa y pasiva:

Una de las principales cargas que actúan sobre un muro de contención es el empuje lateral de tierra. Cálculo de la presión lateral de la tierra debido a las cargas de sobrecarga en el muro de contención. En general, hay tres tipos diferentes de empuje lateral de tierra dependiendo de la dirección en que el muro tiende a moverse:

- Presión de tierra en reposo: Cuando la pared está completamente restringida de moverse

- Presión de tierra activa: Cuando la pared puede inclinarse lejos del suelo retenido
- Presión pasiva de tierra: Cuando la pared puede ser empujada hacia el suelo retenido

Las presiones activas y pasivas son conceptos que se utilizan en la ingeniería civil para describir las fuerzas que actúan sobre una estructura de contención, como un muro de contención. La presión activa se refiere a la fuerza que actúa sobre el muro desde el lado de la tierra que está siendo retenida por el muro. La presión pasiva, por otro lado, se refiere a la fuerza que actúa sobre el muro desde el lado opuesto al de la tierra retenida. (Sanchez, 2022)

2.3.3 Fuerza de fricción:

La fricción es una fuerza de resistencia que se genera cuando dos cuerpos interactúan, La fricción estática es la fuerza de fricción generada para evitar cualquier movimiento entre los dos cuerpos, mientras que la fricción cinética es la fuerza de fricción generada cuando los dos cuerpos están en movimiento. Para el diseño de un muro de contención se considera que la pared está estacionaria, por lo tanto, se trata con una fricción estática, por otro lado, también está la fricción generada entre el suelo y la parte inferior de la zapata, esta última ayuda a resistir el modo de falla por deslizamiento de un muro de contención. Por tal razón el coeficiente de fricción es el valor que define cuánto del peso total contribuyente se traduce en la fuerza de fricción que evita que un cuerpo se deslice sobre otra superficie. (Richardson, 2022)

2.3.4 Aceleración pico efectiva:

La aceleración máxima del suelo suele ocurrir en un instante de tiempo muy pequeño, por esa razón, diversos investigadores han propuesto otros indicadores que toman en cuenta las aceleraciones en todo el tiempo (o parte de este) que duró el movimiento producto del sismo.

Uno de esos parámetros es la aceleración pico efectiva (APE), que se define como el promedio de las aceleraciones espectrales en un rango de periodos, la APE representa el movimiento del suelo en un rango de periodos, que es donde se presentan los mayores valores de aceleración espectral. (Aceleraciones registradas por el laboratorio de Ingeniería Sísmica)

2.3.5 coeficiente sísmico:

Coeficiente que se emplea para ajustar el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal en la base del edificio, a la relación entre el período de vibración de la estructura y el del terreno en el que se asienta. (Diccionario de arquitectura y construccion)

2.3.6 Zarpa:

una zarpa es un elemento estructural que tiene como objetivo reforzar la estabilidad y resistencia de una estructura. Es comúnmente utilizado en edificios de gran altura y en puentes para evitar que la estructura se incline o se mueva frente a las fuerzas de la naturaleza. Se trata de una pieza que se ancla a la estructura principal y que cuenta con elementos de sujeción para los elementos exteriores, como los muros o las columnas.

Las zarpas son elementos estructurales clave en la construcción, utilizadas para conectar vigas, pisos y paredes. Su propósito principal es proporcionar estabilidad y resistencia a la estructura, transfiriendo la carga a través de la unión de las piezas. Además, las zarpas pueden tener diferentes formas y tamaños para adaptarse a las necesidades específicas del proyecto. (Gonzalez, 2023)

2.3.7 ángulo de fricción interna:

La fricción interna es la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre las superficies de contacto de las de las partículas y de su densidad. La fricción interna de un suelo, se define por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano, y la fuerza normal “p” aplicada a dicho plano. Los valores de este ángulo de fricción interna, varían de 0° para arcillas plásticas, cuya consistencia este próxima a su límite limite líquido, hasta 45° o más, para gravas y arenas secas, compactadas y de partículas angulares. (Titanium)

2.3.8 volcamiento:

Se produce cuando el momento de volcamiento, debido al empuje, es mayor que el momento resistente, que se obtiene con el peso del muro y del terreno colaborante. El momento de volcamiento, que tiende a hacer girar al muro hacia el exterior, en torno a su base. La dinámica de la estructura del muro de contención frente al volcamiento se divide en dos partes:

En el muro; en la cara interior la enfierradura reacciona a la tracción, mientras que en la parte de frente el hormigón resiste a la compresión.

En la zapata; los talones de la zapata igualmente sufren momentos flectores de tracción y compresión, pero en sentidos contrarios debido a la interacción con la tierra.

Por lo que la falla estructural puede producirse debido a esfuerzos excesivos del material componente del muro, dando lugar a grietas y a desintegración. (Aranda, 2014)

2.3.9 Deslizamiento:

Este fenómeno se produce cuando la fuerza de deslizamiento y/o corte es mayor que la fuerza de fricción entre el muro y el suelo de fundación. una fuerza horizontal de deslizamiento, que tiende a desplazarlo sobre el plano de base, también hacia el exterior.

Y otro factor tiene que ver con la resistencia del suelo, ya que se podrían producir posibles asentamientos diferenciales por ser la presión actuante sobre el suelo de fundación, superior a su capacidad resistente, lo que trae como consecuencia una reducción del momento resistente y por otro lado, la existencia del plano de falla, ya que por factor de rose o de cohesión entre las fisuras, podrían activar el plano de falla. (Aranda, 2014)

2.3.10 Excentricidad:

La excentricidad estática es la distancia entre el punto de aplicación de la carga y aquel donde se concentra la fuerza resultante. En cierta forma, la excentricidad estática señala que pueden existir efectos de acoplamiento entre la respuesta lateral y torsional por la falta de simetría en planta de las estructuras. (Carvajal, 2007)

2.3.11 Sobrecarga:

Exceso de carga que puede tener que soportar una estructura excepcionalmente, que debe tenerse en cuenta cuando se calcula la resistencia de los elementos. (CONSTRUMÁTICA , 2009)

2.4 Marco Teórico

2.4.1 Teoría de Rankine:

La teoría de Rankine se fundamenta en el estudio de las variaciones de tensiones que experimenta una masa de suelo en su tensión horizontal en comparación con la tensión vertical. Esta teoría se basa en la suposición de que el suelo es homogéneo e isotrópico, y que los estados plásticos, tanto activos como pasivos, se desarrollan completamente en toda la masa del suelo.

Aunque en la práctica no se cumplen completamente las condiciones establecidas por esta teoría, es importante comprenderlas. Estas condiciones de borde son las siguientes:

- Se considera una masa de suelo semi infinita y homogénea.
- La superficie del terreno se asume como horizontal.
- La superficie vertical del borde permite el desplazamiento.
- Se supone que las tensiones de corte entre el suelo y el muro son despreciables.

Partiendo de la condición de reposo en la que la estructura de contención no cede, se establece que para cada presión vertical σv, hay una presión horizontal σh asociada. La relación entre estas dos tensiones se representa mediante el coeficiente Ko.

Si permitimos que la estructura de contención se desplace en dirección opuesta al terreno, se produce una disminución en la presión horizontal, mientras que la presión vertical permanece constante. A medida que continúa el desplazamiento, llegará un punto en el que la masa de suelo alcanzará el equilibrio plástico, es decir, su límite de rotura. En ese momento, la relación entre σh y σv se define como el coeficiente Ka (Coeficiente de empuje activo).

Por otro lado, si el desplazamiento ocurre en dirección al suelo, la presión horizontal σh aumenta, lo que genera una nueva condición de falla en el terreno. En este estado, la relación entre σh y σv se conoce como el coeficiente Kp (Coeficiente de empuje pasivo). (Orozco, 2020)

A continuación, se presentan las ecuaciones para calcular los coeficientes de presión activa y pasiva:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\emptyset)^{1/2}}{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\emptyset)^{1/2}}$$

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\emptyset)^{1/2}}{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\emptyset)^{1/2}}$$

Para el caso en que β sea 0, las ecuaciones de arriba se simplifican como

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2})$$

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$$

2.4.2 Teoría de Coulomb:

La teoría de Coulomb, también conocida como la teoría de la presión de tierra, revolucionó el estudio de los empujes sobre muros cuando fue publicada en 1776. Coulomb abordó el problema desde una perspectiva diferente, considerando las cuñas de falla en las que actúa el muro, así como el ángulo de inclinación tanto del muro como del suelo sobre el muro de contención.

En su modelo, Coulomb planteó el equilibrio de una masa de terreno en forma de cuña al deformarse o moverse el muro. La rotura se produce a lo largo de dos planos: el interfaz suelo-muro y el plano de deslizamiento en el terreno. La cuña, formada por estos dos planos, se comporta como un bloque rígido. De todas las cuñas posibles, una de ellas genera el empuje activo máximo, y este fue el problema que el ingeniero francés resolvió en 1776.

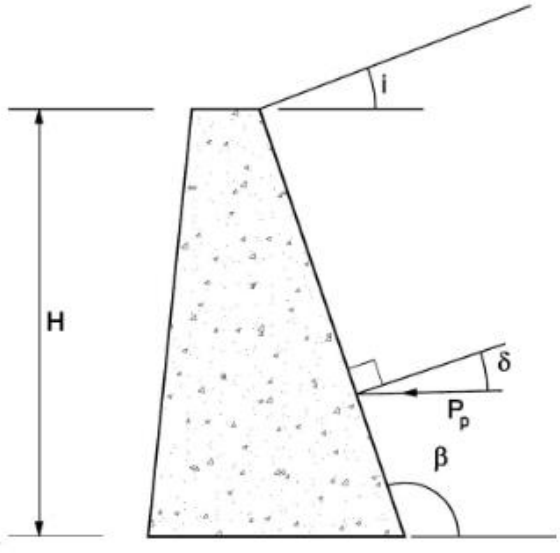
El método propuesto por Coulomb supone que las superficies de deslizamiento son planas, aunque esta hipótesis es cuestionable en el caso del empuje pasivo. No obstante, el

método se aplica satisfactoriamente en el diseño de muros con cualquier inclinación en el trasdós, y terrenos con una cierta inclinación y carga en su superficie. Se requiere conocer el peso específico del terreno, el ángulo de rozamiento interno y el ángulo de rozamiento entre el muro y el suelo. Actualmente, es el método más utilizado en el diseño de muros mediante el equilibrio límite.

Este enfoque desarrollado por Coulomb es ampliamente empleado en el cálculo de muros de gravedad en la actualidad, lo que permite lograr ahorros significativos en el uso de materiales. Las fórmulas que se presentan a continuación indican los coeficientes de empuje activo y pasivo, acompañadas de las Figuras que definen los ángulos correspondientes:

Figura 6

Ángulos de las fuerzas de empuje del terreno con el muro de contención.



Nota. Obtenido de (Yepes, 2020)

Coeficiente de empuje activo:

La fórmula para el coeficiente de empuje activo se basa en el ángulo de fricción del suelo y el ángulo de fricción suelo-muro.

$$K_a = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta)(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \emptyset)\sin(\emptyset - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}})^2}$$

Coeficiente de empuje pasivo:

La fórmula para el coeficiente de empuje pasivo también depende del ángulo de fricción del suelo y el ángulo de fricción suelo-muro, pero su determinación es más compleja debido a la interacción entre el muro y el suelo. (Yepes, 2020)

$$K_p = \frac{\cos^2(\emptyset + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta)(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \emptyset)\sin(\emptyset + \beta)}{\cos(\delta - \theta)\cos(\beta - \theta)}})^2}$$

2.4.3 Teoría Mononobe-Okabe:

La evaluación del empuje activo dinámico del suelo implica un análisis complejo que tiene en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura. Algunos investigadores han simplificado este análisis mediante la adopción de hipótesis, como considerar el relleno como un material granular no saturado y la fundación como indeformable. Además, se asume que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son insignificantes. Estas limitaciones llevaron a Okabe (1926) y posteriormente a Mononobe (1929) a desarrollar una

teoría sobre el comportamiento de una cuña que se desliza sobre un plano de falla y actúa sobre un muro de contención (Coulomb, 1776).

La formulación implica la incorporación de fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante mediante coeficientes sísmicos horizontales y verticales, que representan el terremoto. Estos coeficientes se multiplican por el peso de la cuña, lo que resulta en dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb. Esta formulación se basa en una serie de hipótesis que incluyen:

1. Desplazamiento del estribo en la parte superior, que varía entre 1/1000 y 5/1000 de la altura.
2. El suelo se considera granular y no saturado.
3. La cuña de suelo se comporta de manera rígido-plástica y se trata como un cuerpo sólido rígido.
4. Se asume que las aceleraciones inducidas son uniformes.
5. La superficie de falla del suelo de relleno se considera plana y pasa por el pie del muro.
6. Se considera que los efectos de borde son despreciables, asumiendo que el muro es lo suficientemente largo.
7. La aceleración se asume uniforme en toda la cuña deslizante.

Dado que estamos hablando de un muro de contención en voladizo, que tiene la capacidad de moverse en la parte superior, los empujes en la superficie interior del muro serán

considerados como empujes activos. Por otro lado, en la porción de la base de la estructura que está enterrada en el suelo, se contrarrestará el empuje mediante un empuje pasivo.

El empuje activo dinámico (Ead) responde a la expresión;

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

donde γ es el peso unitario del suelo de relleno, H la altura de muro de contención, Kv el coeficiente sísmico vertical y Kad el coeficiente de empuje activo dinámico.

Para verificar la estabilidad del muro contra el vuelco y el deslizamiento, es necesario tener en cuenta el efecto inercial. Richard y Elms (1979) propusieron un coeficiente denominado Ci, que permite determinar el peso requerido del muro para prevenir el vuelco y el deslizamiento, considerando tanto el empuje activo como la masa del propio muro.

Los coeficientes de empuje activo y pasivo dinámico se obtienen mediante expresiones que contemplan características geométricas y el parámetro geotécnico del suelo considerado

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta - \beta)}{\cos\theta \,.\cos^2\beta.\cos\,(\,\delta + \beta + \theta).\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta)\sin(\emptyset - \,\theta - \,i)}{\cos\,(\,\delta + \beta + \theta)\,\cos\,(i - \beta)}}\right]^2}$$

donde φ es el ángulo de fricción interna, δ es el ángulo de fricción entre muro y suelo, i es el ángulo de inclinación del relleno, β es el ángulo de inclinación del paramento interior del estribo y θ se obtiene como:

$$\theta = arctg\left(\frac{Kh}{1-Kv}\right)$$

El procedimiento para el diseño y verificación de estribos mediante la formulación de Mononobe-Okabe puede resumirse de la siguiente manera:

1. Determinar el empuje activo en condiciones estáticas

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

2. Calcular el empuje activo dinámico

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

3. Obtener el incremento dinámico de empuje Δ Ead

$\Delta E_{ad} = E_{ad} - E_a$

E_a actúa a 1/3 de H medido desde la base.

ΔE_{ad} actúa a 0.6 de H medido desde la base.

4. Determinar el peso del muro para resistir el vuelco y deslizamiento. W =Ci E· ad

(Terzariol, Aiassa, & Arrúa)

2.4.4 Software Geo 5:

GEO5 es un conjunto de soluciones de software de gran potencia que se utilizan para resolver una amplia variedad de problemas geotécnicos, tanto mediante métodos analíticos tradicionales como el método de elementos finitos (MEF). Estos programas verifican estructuras específicas y se caracterizan por su intuitividad y facilidad de uso. GEO5 está diseñado para

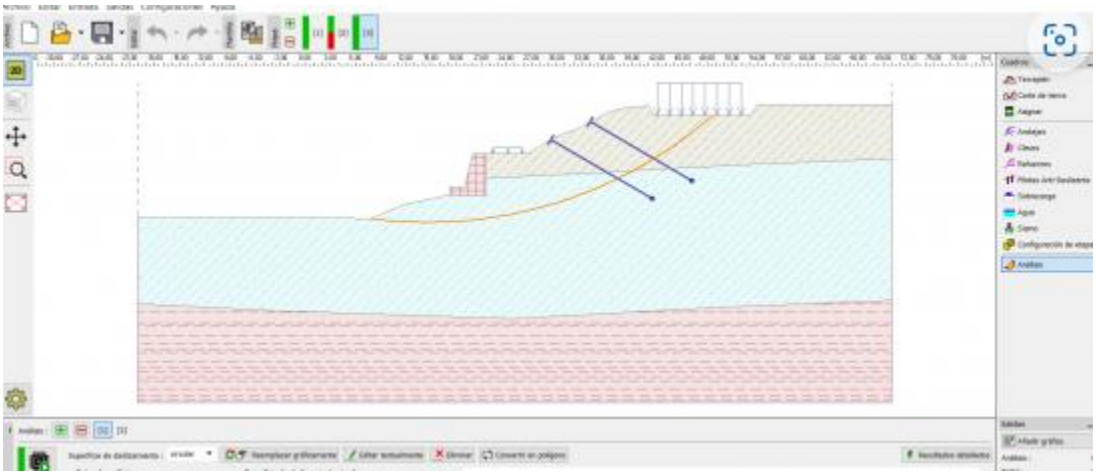
abordar una amplia gama de problemas geotécnicos, desde los más básicos, como la verificación de cimentaciones, muros y estabilidad de taludes, hasta programas altamente especializados, como el análisis de túneles, evaluación de daños causados por la construcción de túneles y la estabilidad de rocas. (GEO 5 PERÚ)

Una de las características destacadas de GEO5 es su integración, lo que permite que el diseño de una estructura pueda ser transferido de un programa a otro. Por ejemplo, se puede analizar un muro de contención en una aplicación y luego enviar los datos de la conformación de la base a otra aplicación una vez que se ha definido su ancho. Además, existen aplicaciones específicas para el diseño de muros pantalla inyectados y también para el diseño de estructuras utilizando el método de elementos finitos (MEF), tanto en túneles como en otras soluciones geotécnicas.

Asimismo, GEO5 ofrece varias aplicaciones para el diseño de elementos de cimentación, como vigas, pilotes, micropilotes, losas de cimentación y zapatas. Estas herramientas permiten realizar análisis de estabilidad de taludes, tanto de rocas como de superficies afectadas por la construcción de túneles, e incluyen la simulación de modelos digitales de terreno (MDT) para diversos casos geotécnicos, por lo que resulta ser una herramienta completa. (Alvarez)

Figura 7

Interfaz del software GEO5.



Nota. Obtenido de (Alvarez)

2.4.5 Software SAP 2000:

SAP2000 es un software de análisis estructural y diseño de edificios altamente potente creado por Computers and Structures, Inc. (CSI). Es uno de los programas más populares y ampliamente utilizados en la industria de la construcción y la ingeniería estructural. SAP2000 proporciona a los ingenieros una amplia gama de herramientas para modelar y analizar diversos tipos de estructuras, como edificios de varios pisos, puentes y plataformas de petróleo y gas.

Este software ofrece la capacidad de realizar análisis dinámicos, de estabilidad, de viento y sísmicos, lo que permite evaluar el comportamiento de las estructuras frente a diferentes fuerzas y condiciones. Además, SAP2000 permite el diseño de elementos estructurales como vigas, columnas y muros, garantizando el cumplimiento de los códigos de construcción locales y normas internacionales.

Una de las características destacadas de SAP2000 es su capacidad para mejorar la eficiencia y precisión en el diseño y análisis de estructuras. Brinda a los ingenieros y analistas una variedad de herramientas que agilizan el procesamiento de datos, cálculos y operaciones de ingeniería, lo que a su vez mejora la productividad y optimización de las operaciones en la industria de la construcción.

Algunas de las herramientas y funciones más importantes de SAP2000 incluyen:

Modelado de estructuras: SAP2000 permite crear modelos 3D de estructuras de manera intuitiva y sencilla, ofreciendo una amplia variedad de elementos estructurales como vigas, columnas, muros y diagonales.

Análisis estático y dinámico: El software permite realizar diferentes tipos de análisis, como análisis estático, dinámico y de estabilidad de estructuras. También es posible llevar a cabo análisis de viento y sismo para evaluar la respuesta estructural ante estas fuerzas externas.

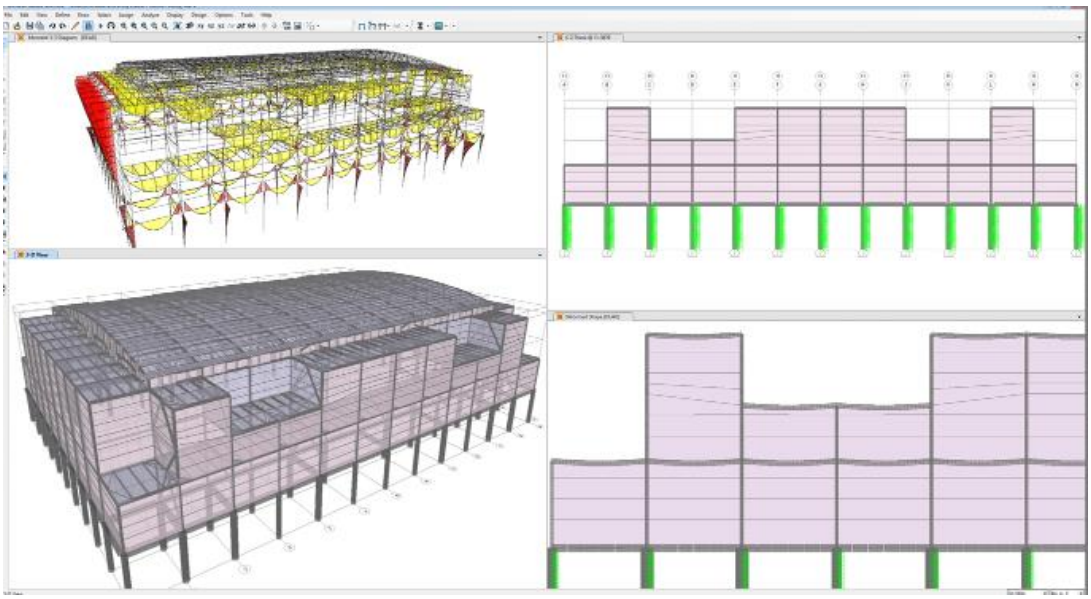
Diseño de elementos estructurales: SAP2000 cuenta con un módulo de diseño integrado que automatiza el proceso de diseño de elementos estructurales, como vigas, columnas y muros. Este módulo garantiza el cumplimiento de los estándares de construcción y normativas internacionales.

Resultados y gráficos: El software permite revisar una variedad de resultados de análisis, como desplazamientos, tensiones, fuerzas internas y reacciones de apoyo. Estos resultados se presentan de manera clara a través de gráficos y tablas, facilitando su interpretación y análisis.

Interfaz de usuario intuitiva: SAP2000 cuenta con una interfaz de usuario amigable y fácil de usar, lo que permite a los usuarios modelar y analizar estructuras de manera eficiente y rápida. (Deingenierias.com, 2019)

Figura 8

Interfaz del software SAP 2000



Nota. Obtenido de https://www.csiespana.com/software-features/2/sap2000

2.5 Marco legal

2.5.1 Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR 10:

La norma NSR-10 es la regulación en Colombia que aborda la resistencia de las construcciones ante los sismos, con el propósito fundamental de salvaguardar la estabilidad, el bienestar y la calidad de las edificaciones. Su objetivo principal es prevenir derrumbes, daños estructurales y asegurar la integridad física de las personas en caso de eventos sísmicos. Para lograrlo, esta normativa establece los criterios técnicos y científicos necesarios para el diseño y la construcción de estructuras que sean capaces de resistir los efectos de los sismos.

Las curadurías urbanas son las instituciones encargadas de regular y hacer cumplir esta normativa. Su función consiste en verificar que los proyectos de construcción cumplan con los requisitos establecidos en la norma NSR-10. El cumplimiento adecuado de estos requisitos es fundamental para obtener las licencias de construcción necesarias para llevar a cabo los proyectos.

Esta norma se estructura en 11 títulos, cada uno de los cuales aborda un tema específico y fundamental en el diseño de las edificaciones. Estos títulos son los siguientes:

A: Requisitos generales de diseño y construcción sismo-resistente.

B: Cargas que deben soportar las estructuras.

C: Requisitos específicos para el uso de concreto estructural.

D: Requisitos particulares para el uso de mampostería estructural.

E: Directrices para la construcción de casas de uno y dos pisos.

F: Normas relacionadas con estructuras metálicas.

G: Consideraciones para el uso de estructuras de madera y de guadua.

H: Lineamientos para la realización de estudios geotécnicos.

I: Requisitos para la supervisión técnica independiente de los proyectos.

J: Requisitos de protección contra incendios en las edificaciones.

K: Otros requisitos complementarios relevantes para el diseño y construcción.

Mediante esta estructura, la norma NSR-10 aborda de manera exhaustiva todos los aspectos necesarios para garantizar sismo resistencia de las construcciones en Colombia, con el fin último de brindar seguridad y protección tanto a los habitantes como a las edificaciones del país. (Planeta Ingeniería S.A.S , 2022)

2.5.2 Norma Colombiana de diseño de puentes CCP-14:

La Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 es una regulación fundamental en el campo de la ingeniería civil en Colombia. Esta norma establece los requisitos técnicos y las pautas de diseño para la construcción de puentes seguros, eficientes y duraderos en el país, abarca una amplia gama de aspectos relacionados con el diseño de puentes, incluyendo la selección de materiales adecuados, los métodos de cálculo de cargas, la resistencia estructural, las consideraciones geotécnicas y los aspectos hidráulicos y de drenaje. Además, la norma también aborda criterios de diseño sísmico, teniendo en cuenta la actividad sísmica característica de la región.

Esta norma es resultado de la experiencia acumulada en la construcción de puentes en Colombia y se basa en estándares y prácticas internacionales reconocidas. Su objetivo principal es garantizar la seguridad, la funcionalidad y la calidad de los puentes, teniendo en cuenta los diferentes factores que pueden afectar su rendimiento a lo largo del tiempo.

La CCP-14 proporciona directrices claras para los ingenieros y profesionales involucrados en el diseño y la construcción de puentes en Colombia. Estas directrices abarcan desde la determinación de las cargas máximas y las combinaciones de carga, hasta los detalles de diseño de las diferentes partes de la estructura, como las pilas, las vigas y los estribos, también establece pautas para la gestión de la calidad y la supervisión durante el proceso de construcción de puentes. Estas pautas incluyen la inspección, el control de calidad de los materiales y la verificación del cumplimiento de los requisitos establecidos en la norma.

Capítulo 3. Diseño Metodológico

3.1 Tipo de investigación

La investigación se clasifica como explicativa, ya que va más allá de la descripción o exploración del diseño del muro de contención. Su objetivo es comprender las causas y efectos de las diferentes variables estructurales en el diseño propuesto, identificando los factores que influyen en su efectividad y eficiencia, y estableciendo las relaciones entre ellos. Además, se trata de una investigación de campo, pues implica mediciones de terreno, como la topografía, y otros elementos relacionados con el diseño estructural. El uso del software SAP 2000 indica que se realizarán análisis computacionales basados en datos reales recolectados en el campo. Por último, la investigación es de tipo aplicada, ya que su propósito principal es obtener resultados concretos que permitan resolver problemas y respaldar la toma de decisiones y con un enfoque cuantitativo pues implica el uso de un software específico para realizar análisis estructurales detallados y la recopilación de datos numéricos sobre variables estructurales, rendimiento del diseño, carga de trabajo, resistencia de materiales, entre otros.

3.2 Población y muestra

3.2.1 Población:

La población para el presente trabajo de investigación corresponderá a todos los diferentes tipos de muros de contención que se presentan en Colombia.

3.2.2 Muestra:

Se tomó como muestra el diseño del muro de contención tipo New jersey, ya que es muy usado en el mundo actualmente, pero en Colombia a penas se está incursionando.

Capítulo 4. Desarrollo del proyecto

4.1 Morfología del terreno

Para analizar la morfología del terreno en el tramo de la vía Circunvalar, ubicado en el sector de la Laguna municipio de Ocaña, Norte de Santander, afectado por la pérdida de banca debido a la erosión del suelo (ver Figura 9), se llevó a cabo un levantamiento topográfico detallado, como se ilustra en la Figura 10. Se empleó el método de poligonal abierta para capturar todos los detalles y la información necesaria que describe la configuración real del terreno a intervenir.

Figura 9

Perdida de banca en un tramo de la vía circunvalar, en el sector la Laguna, municipio de Ocaña, Norte de Santander



Nota. Autor 2.024.

Figura 10

Levantamiento topográfico por el método de poligonal abierta, en la zona de estudio, tramo de la vía circunvalar, sector la laguna, municipio de Ocaña



Nota. Autor 2.024.

En el levantamiento, se utilizaron equipos especializados, incluyendo una estación total de la marca South, un GPS de precisión Mobile Mapper, entre otros (ver Figura 11). Se aplicó el método de poligonal abierta mencionado anteriormente, obteniendo dos (2) puntos de estación y

ciento cinco (105) puntos de detalle. Estos puntos incluyeron ejes y bordes de la vía, cercas, postes, cunetas, coronas de talud, pérdidas de banca y viviendas.

Figura 11

Equipos usados en el levantamiento topográfico

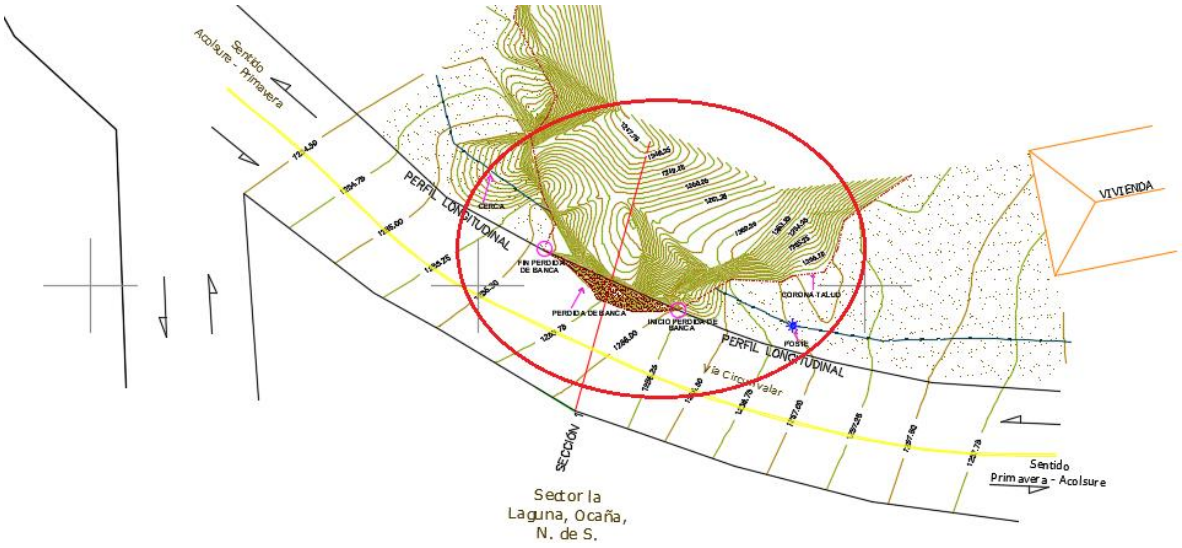


Nota. Autor 2.024.

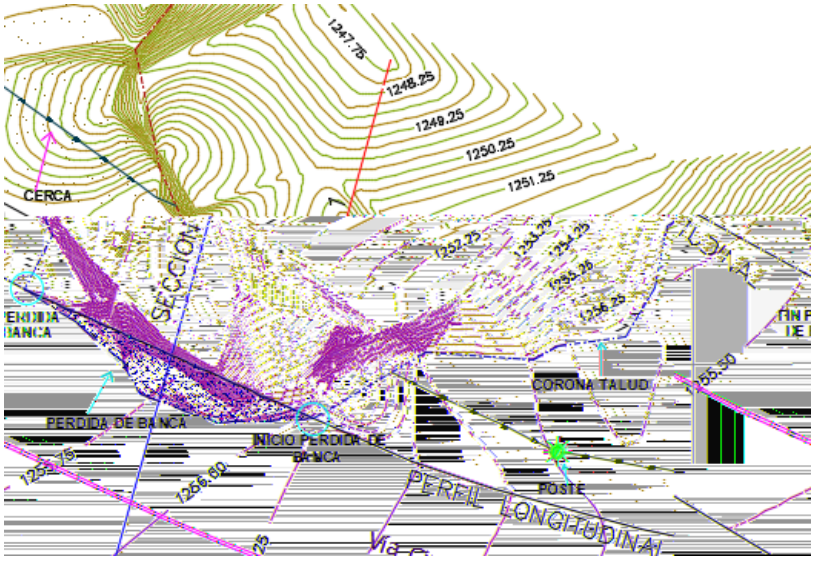
Con los datos recopilados en campo, se generaron los planos de la zona de estudio utilizando el software AutoCAD versión 2023 (versión educativa). La zona de estudio está delimitada por las coordenadas Este=1.080.250 Norte=1.403.250 y Este=1.080.275 Norte=1.403.250. En la vista en planta, se muestra la sección de la vía con una longitud aproximada de 69,02 m y un ancho de 8,07 m. Se identifica claramente la pérdida de banca y otros detalles, además de las diferencias de elevación del terreno representadas por las curvas de nivel. También se indican las ubicaciones de las secciones transversales y longitudinales, como se observa en la Figura 12.

Figura 12

(a) Vista en planta del levantamiento topográfico realizado en el tramo de la avenida Circunvalar, sector la Laguna, municipio de Ocaña y (b) zum de la zona a intervenir



(a)



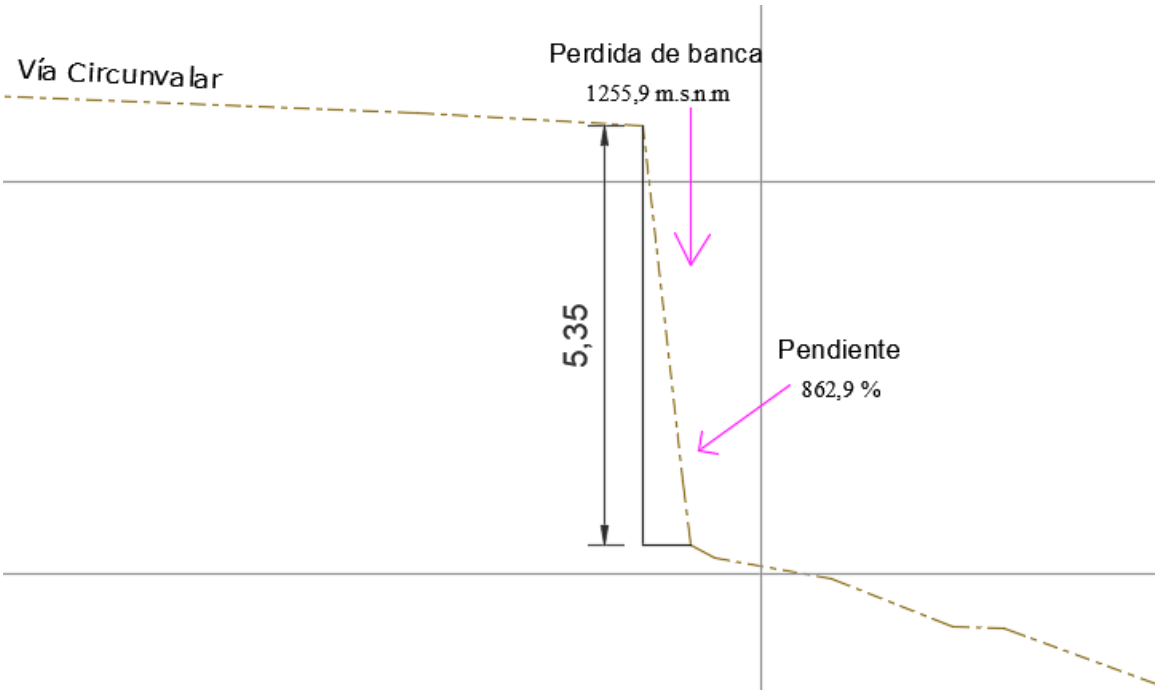
(b)

Nota. Autor 2.024.

En el perfil de la sección transversal 1 (ver Figura 13), situada a 4,71 m desde el inicio de la perdida de banca en dirección este-oeste, se muestra el perfil que abarca desde una parte de la vía hasta el punto de pérdida de banca, el cual se encuentra a una elevación de 1255,9 m.s.n.m. La pérdida de terreno en este punto tiene una altura aproximada de 5,35 m y una pendiente de 862,9 %.

Figura 13

Plano vista en perfil de la sección transversal 1



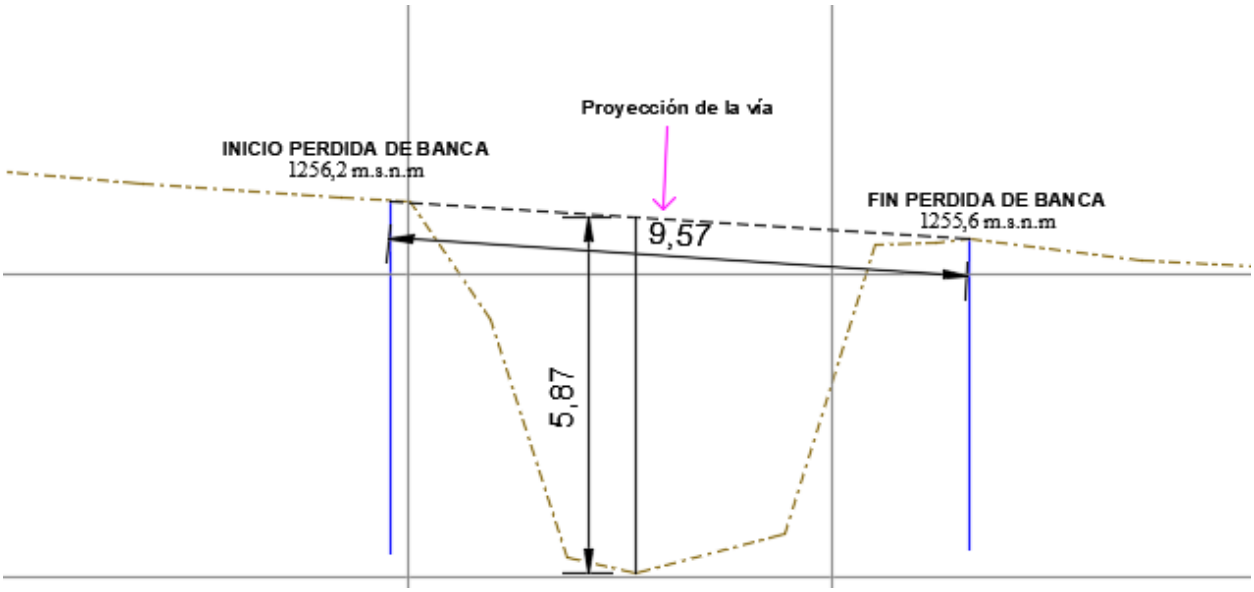
Nota. Autor 2.024.

Finalmente, en el perfil de la sección longitudinal se evidencia el inicio y fin de la pérdida de banca, con elevaciones de 1256,2 m.s.n.m y 1255,6 m.s.n.m, respectivamente, y una longitud de 9,57 m. Se destaca que en la parte central del tramo es donde ocurrió la mayor parte

del deslizamiento, alcanzando una profundidad máxima de 5,87 m con respecto a la proyección de la vía, como se muestra en la Figura 14.

Figura 14

Corte del perfil longitudinal del terreno afectado por la pérdida de banca



Nota. Autor 2.024.

En la siguiente sección se dará inicio al diseño del muro de contención para lo cual se usará el tipo New Jersey utilizando el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y la Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-14).

4.2 Propuesta diseño estructural del muro de contención tipo New Jersey y muros de contención laterales 1 y 2

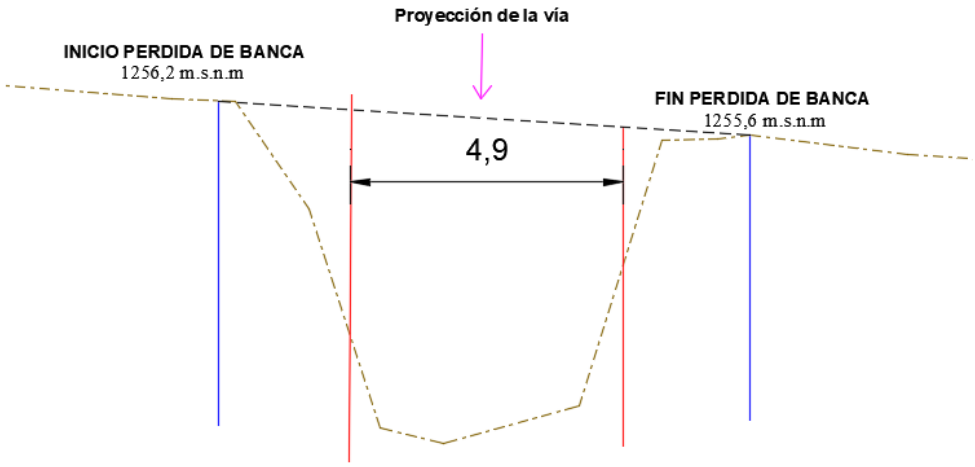
4.2.1 Primera propuesta de dimensiones del muro de contención New Jersey

En el proceso inicial de predimensionamiento del muro de contención tipo New Jersey, se llevó a cabo un análisis del terreno mediante los planos producto del levantamiento topográfico. A partir de estos datos, se asignaron dimensiones preliminares, en una primera instancia, se decidió establecer un espacio de un (1) metro entre la vía y el muro, destinado al andén.

Posteriormente, al examinar el perfil longitudinal representado en la Figura 14, se identificó una pérdida de banca máxima de 5,87 m, ubicada aproximadamente en la parte central del perfil. En respuesta a esto, se determinó una altura de muro (H) de 5,90 m y una longitud de análisis de 4,90 m, abarcando únicamente la sección más profunda de la pérdida de banca, como se ilustra en la Figura 15.

Figura 15

Longitud de análisis para la primera propuesta del muro



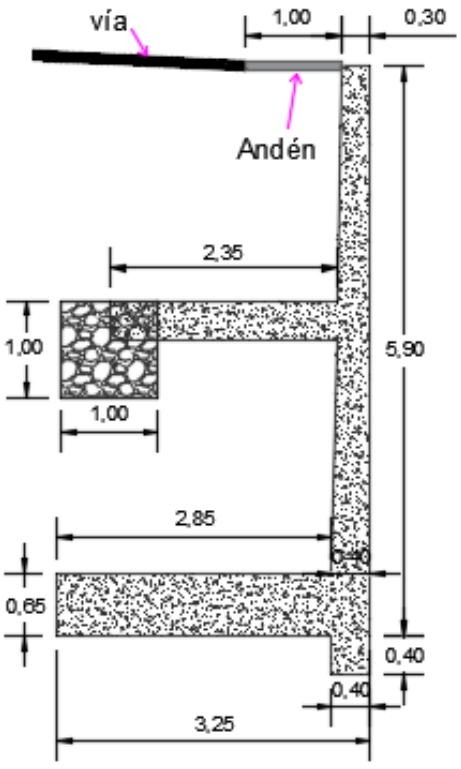
Nota. Autor 2.024.

En cuanto a las características específicas del muro, se estableció un espesor de 0,30 m para la corona y de 0,40 m para la base del vástago. La zarpa se diseñó con un ancho de 3,25 m y un espesor de 0,65 m. Además, el muro incorpora una llave que desciende 0,40 m x 0,40 m de ancho.

A lo largo de su extensión, el muro cuenta con dos vigas de secciones 0,40 m x 0,40 m, con una longitud de 2,35 m, ubicadas a 2,425 m de la corona del muro. Adicionalmente, se han dispuesto dos contrapesos de 1,00 m x 1,00 m x 1,00 m, situados al final de la viga (ver Figura 16).

Figura 16

Muro de contención tipo New Jersey



Nota. Autor 2.024.

Datos del suelo correspondientes a la zona de estudio.

Datos del suelo:

Peso específico del suelo (relleno) $\gamma_{Relleno} = 16\ kN/m^3$

Ángulo de fricción interna del suelo $\emptyset = 38°$

Ángulo de inclinación del vástago $\beta = 1°$

Ángulo de inclinación del talud $i = 3°$

Ángulo de fricción muro-relleno $\delta = 10°$

Coeficiente de fricción entre la zarpa y el suelo $\mu = 0{,}50$

Aceleración pico afectiva $A_a = 0{,}20$ g (Dato obtenido de Apéndice A-4 NSR-10; ubicación: Ocaña, Norte de Santander)

Peso específico del concreto γ concreto $= 24\ kN/m^3$

Peso específico del concreto γ concreto ciclópeo $= 22\ kN/m^3$

Esfuerzo admisible del suelo $\sigma_{adm} = 250\ kN/m^2$

Nota. Cabe destacar que los datos geotécnicos fueron proporcionados por los ingenieros Romel de Jesús Gallardo y Agustín Macgregor expertos en el área.

A continuación, se determinaron los coeficientes sísmicos horizontal y vertical, así como los coeficientes de empuje activo-estático y empuje activo-dinámico, esenciales para realizar los cálculos de las presiones de tierras.

Tabla 1

Cálculo de los coeficientes: sísmico horizontal, sísmico vertical, empuje activo-estático y empuje activo-dinámico

Descripción	Fórmula	Resultado
Coeficiente sísmico horizontal K_h	$K_h = \frac{A_a}{2}$	$K_h = \frac{0{,}20}{2} = 0{,}10$
Coeficiente sísmico vertical K_v	-	$K_V = 0$ (CCP-14, C11.6.5.2.1)
Coeficiente de empuje activo-estático K_a	$K_a = \frac{1-\sin\emptyset}{1+\sin\emptyset}$	$K_a = \frac{1-\sin 38}{1+\sin 38} = 0{,}24$
Coeficiente de empuje activo-dinámico K_{AE}	$K_{AE} = \frac{\cos^2(\emptyset-\theta-\beta)}{\Psi.\cos\theta.\cos^2\beta.\cos(\delta+\beta+\theta)}$ $\theta = arctg\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right)$ $\Psi = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\emptyset+\delta)\sin(\emptyset-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2$	$K_{AE} = \frac{\cos^2(38-5{,}71-1)}{(2{,}61).\cos 5{,}71.\cos^2 1.\cos(10+1+5{,}71)}$ $K_{AE} = 0{,}293$ $\theta = arctg\left(\frac{0{,}10}{1-0}\right) = 5{,}71$ $\Psi = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(38+10)\sin(38-5{,}71-3)}{\cos(10+1+5{,}71)\cos(3-1)}}\right]^2$ $\Psi = 2{,}61$

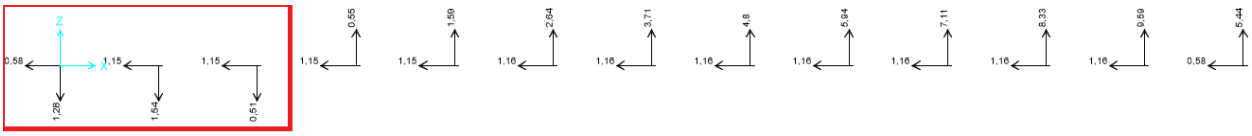
Nota. Autor 2.024

Durante la modelación inicial del muro en el software comercial SAP2000 versión 23, al considerar todas las cargas verticales y horizontales que afectan al sistema, se evidenció que los resortes aplicados a la zarpa (zapata) revelan tracciones significativas, indicando que la estabilidad del muro estaba comprometida. Estos valores de tracción resultaron no despreciables, ver Figura 17.

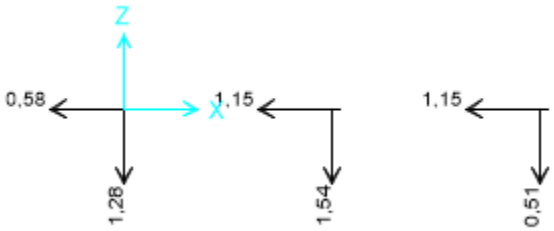
Figura 17

Reacciones en los resortes de la zarpa para la 1ra propuesta de muro de contención (a) y (b)

zum de las tracciones en los resortes de la zarpa



(a)



(b)

Nota. Estas cargas fueron determinadas utilizando el software comercial SAP2000 licenciado por la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña, el cual corresponde al archivo MURO NEW JERSEY H=5.90 La=4.90 SAP2000.sbd File.

Debido a la presencia de presiones por tracción en la zarpa del muro fue necesario realizar modificaciones a la geometría del muro, conduciendo a una segunda propuesta que se detalla a continuación.

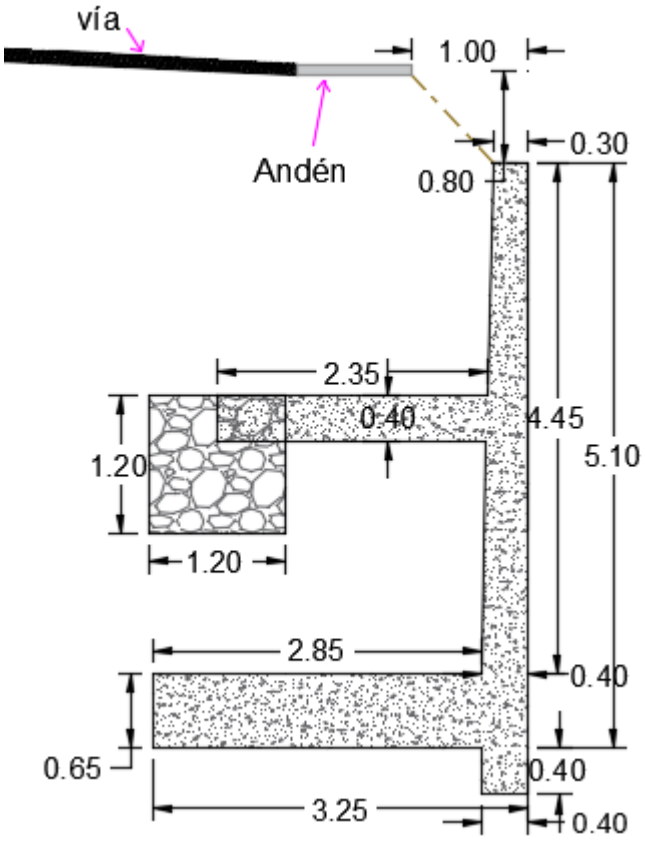
4.2.2 Segunda propuesta de dimensiones del muro tipo New Jersey

En esta segunda propuesta, el muro se desplaza un metro desde el andén y se reduce en altura en 0,80 m, alcanzando una altura final de H = 5,10 m. La longitud de análisis, al igual que en la propuesta anterior, se mantiene en 4,90 m. Se incorporan dos contrapesos de dimensiones

(1,20 m x 1,20 m x 1,20 m) conectados al vástago por dos vigas posicionadas en el centro de este. Dada la naturaleza del suelo y la topografía del terreno, se considera apropiado utilizar cimentaciones profundas, por lo que se opta por cuatro pilotes a fricción con un diámetro de 0,40 m y una longitud de 10 m, ubicados a 0,70 m de los bordes de la zarpa. Las demás dimensiones del muro permanecen como se propuso inicialmente. A continuación, se detallan las dimensiones de esta segunda propuesta (ver Figura 18).

Figura 18

Dimensiones del muro de contención tipo New Jersey propuesta 2



Nota. Autor 2.024.

A continuación, se procede a verificar la estabilidad local para esta propuesta, para ello se realizaron algunas modificaciones que se encuentran en la Figura 18.

Datos de la geometría del muro:

H total =	5,10 m
Altura del Vástago =	4,45 m
Espesor Zarpa =	0,65 m
Espesor de la corona del vástago =	0,30 m
Espesor de la base del vástago =	0,40 m
Ancho libre de la Zarpa =	2,85 m
Ancho total de la Zarpa =	3,25 m
B Contrapeso =	1,20 m
A Contrapeso =	1,20 m
H Contrapeso =	1,20 m
# Contrapesos en long. de análisis =	2,00
B Viga de contrapeso =	0,40 m
H Viga de contrapeso =	0,40 m
Longitud de la viga de contrapeso =	2,35 m
# Vigas de contrapeso en long. de análisis =	2,00
Ancho de llave =	0,40 m
Altura de llave =	0,40 m
Longitud de análisis =	4,90 m
Altura de suelo =	4,45 m

Seguidamente, se presentan los datos geotécnicos empleados en el cálculo de las fuerzas que inciden sobre el muro tipo New Jersey.

Datos geotécnicos

γ suelo =	16 kN/m^3
$\emptyset$ =	38°
β =	1°
i =	3°
δ =	10°
A_a =	0,20 g
μ =	0,50
K_v =	0
K_h =	0,10
K_a =	0,24
K_{AE} =	0,29
K_{eq} =	0,06
γ concreto =	24 kN/m^3
Suelo =	Relleno
γ c. ciclópeo =	22 kN/m^3

Dada la geometría del muro y los datos del suelo definidos, se procedió al cálculo de las fuerzas que actúan sobre la estructura.

- **Carga muerta, DC**

$$\boldsymbol{DC_{barrera}} = \mathbf{5}\ kN$$

Nota. $DC_{barrera}$ fue tomado del libro ingeniería de puentes de Samuel Montero Vargas (Montero Vargas , 2010).

$$DC_{zarpa} = (0{,}65\ m)\ 3{,}25\ m\ (4{,}90\ m)\ 24\ kN/m^3 = 248{,}43\ kN$$

$$DC_{vástago1} = (0{,}30\ m)\ 4{,}45\ m\ (4{,}90\ m)\ 24\ kN/m^3 = 157{,}00\ kN$$

$$DC_{vástago2} = \left(\frac{0{,}10\ m\ x\ 4{,}45\ m}{2}\right)(4{,}90\ m)\ 24\ kN/m^3 = 26{,}17\ kN$$

$$DC_{llave} = (0{,}40\ m)\ 0{,}40\ m\ (4{,}90\ m)\ 24\ kN/m^3 = 18{,}82\ kN$$

$$\boldsymbol{DC_{New\ Jersey}} = \mathbf{248{,}43}\ kN + \mathbf{157{,}00}\ kN + \mathbf{26{,}17}\ kN + \mathbf{18{,}82}\ kN = \mathbf{450{,}41}\ kN$$

$$\boldsymbol{DC_{contrapeso}} = (\mathbf{1{,}20}\ m)\ \mathbf{1{,}20}\ m\ (\mathbf{1{,}20}\ m)\ \mathbf{2}\ (\mathbf{22}\ kN/m^3) = \mathbf{76{,}03}\ kN$$

$$\boldsymbol{DC_{viga\ de\ contrapeso}} = (\mathbf{0{,}40}\ m)\mathbf{0{,}40}\ m\ (\mathbf{2{,}35}\ m)\mathbf{2}\ (\mathbf{24}\ kN/m^3) = \mathbf{18{,}05}\ kN$$

- **Carga de relleno, EV**

$$EV\ 1 = (4{,}45\ m)\ 2{,}85\ m\ (4{,}90\ m)\ 16\ kN/m^3 = 994{,}31\ kN$$

$$EV\ 2 = \left(\frac{0{,}10\ m\ x\ 4{,}45\ m}{2}\right)\ 4{,}90\ m\ (16\ kN/m^3) = 17{,}44\ kN$$

$$\boldsymbol{EV} = \mathbf{994{,}31}\ kN + \mathbf{17{,}44}\ kN = \mathbf{1.011{,}75}\ kN$$

- **Presión lateral de tierras, EH**

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

$$\boldsymbol{EH} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\ (\mathbf{16}\ kN/m^3)\ (\mathbf{5{,}10}\ m)^{\mathbf{2}}\ (\mathbf{0{,}24})\ (\mathbf{4{,}90}\ m) = \mathbf{242{,}54}\ kN$$

- **Carga sísmica o seudo estática (Mononobe Okabe), EQ M-O**

$$EQ_{M-O} = \frac{1}{2}\gamma . H^2 (1 - K_v) K_{AE}$$

$$EQ_{M-O} = \frac{1}{2}\,(16\ kN/m^3)\ (5{,}1\ m)^2(1-0)\ (0{,}29)\ (4{,}9\ m) = 299{,}15\ kN$$

$$\boldsymbol{\Delta E_{AE} = EQ_{M-O} - EH = 299{,}15\ kN - 242{,}54\ kN = 56{,}61\ kN}$$

- **Carga sísmica inercial peso propio, EQ inercial**

$$EQ_{inercial} = DC_{New\ Jersey}\ x\ K_h$$

$$\boldsymbol{EQ_{inercial} = 450{,}41\ kN\ (0{,}10) = 45{,}04\ kN}$$

- **Sobrecarga viva, LS**

Para determinar la altura equivalente de suelo para la carga vehicular, consultamos la siguiente tabla del CCP-14, como se muestra en la Figura 19.

Figura 19

Altura equivalente correspondiente para el cálculo de la sobrecarga viva por carga vehicular

Tabla 3.11.6.4-2 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 (3.11.6.4).

$$LS = (K_a)\,\gamma_{suelo}\,(h_{eq})\,10^{-3}$$

$$\boldsymbol{LS = (0{,}24)\ (16\ kN/m^3)\ (600\ mm\ x\ 10^{-3})\ (5{,}10\ m)\ (4{,}90\ m) = 57{,}07\ kN}$$

- **Colisión vehicular, CT**

Para determinar las cargas de colisión vehicular, es necesario primero establecer el nivel de ensayo. Para este propósito, se hace referencia a la sección 13.7.2, que aborda los criterios para la selección del nivel de ensayo del CCP-14. Conforme a lo representado en la Figura 20, se ha designado el nivel de ensayo uno (TL-1) para este proyecto.

Figura 20

Sección 13.7.2- Criterios para seleccionar el nivel de ensayo- CCP-14

13.7.2 — Criterios para seleccionar el nivel de ensayo — Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:

- TL-1 − Nivel de Ensayo Uno: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad;
- TL-2 − Nivel de Ensayo Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y adyacentes en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas;
- TL-3 − Nivel de Ensayo Tres: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;
- TL-4 − Nivel de Ensayo Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados;
- TL-5 − Nivel de Ensayo Cinco: Generalmente aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 (13.7.2).

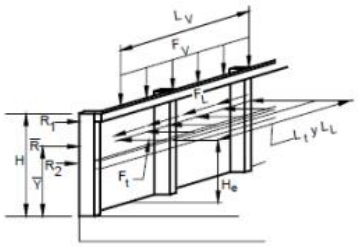
El CCP-14 en la tabla A13.2-1, detalla las fuerzas de diseño específicas para barandas vehiculares en la sección A.13.2 del CCP-14 (consultar Figura 21).

Figura 21

Tabla A13.2-1 fuerzas de diseño para barandas según el nivel de ensayo del proyecto

Tabla A13.2-1 — Fuerzas de diseño para barandas vehiculares

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290



Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14.

De la tabla A13.2-1 del CCP-14 se puede concluir que:

$$\boldsymbol{Fuerza\ transversal\ =\ 60}\ kN$$

$$\boldsymbol{Fuerza\ Vertical\ =\ 20}\ kN$$

$$Longitud\ F_t\ =\ 1{,}22\ m$$

$$Longitud\ F_v\ =\ 5{,}50\ m$$

$$Altura\ de\ aplicación\ F\ =\ 0{,}46\ m$$

$$Mín\ altura\ barrera\ =\ 0{,}685\ m$$

Para las cargas previamente calculadas, se establecen los factores de carga. seleccionando las combinaciones correspondientes a los estados límites. Estos estados límites incluyen Resistencia I, Resistencia IV, Evento Extremo I, Evento Extremo II, Servicio I y Servicio IV, como se especifica en la sección 3.4.1 del CCP-14, titulada “Factores de carga y combinaciones de carga”. A partir de la información proporcionada en la tabla 3.4.1-1 (Combinaciones y Factores de Carga) y la tabla 3.4.1-2 (Factores para Cargas Permanentes) del CCP-14, ver Figura 22 y 23, se determinan las combinaciones de carga que se detallan a continuación:

Figura 22

Tabla de Combinaciones y factores de carga

Tabla 3.4.1-1- Combinaciones y Factores de Carga

Estado Límite de la Combinación de carga	*DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU*	*TG*	*SE*	Use uno de estos a la vez				
										EQ	*BL*	*IC*	*CT*	*CV*
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.400	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.400	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.300	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.700	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo *LL , IM & CE*	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo *LL , IM & CE*	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 (3.4.1).

Figura 23

Tabla de factores para cargas permanentes

Tabla 3.4.1-2 — Factores para cargas permanentes, γ_P

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga Máximo	Factor de Carga Mínimo
DC : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
DC : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
EH : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• *AEP* para muros anclados		1.35	N/A
EL : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
EV : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
ES : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 (3.4.1).

A continuación, las siguientes combinaciones de carga son para efecto de modelación.

$$Resistencia\ I_1 = 1{,}25\ DC + 1{,}50\ EH + 1{,}35\ EV + 1{,}75\ LS$$

$$Resistencia\ I_2 = 0{,}90\ DC + 0{,}90\ EH + 1{,}00\ EV + 1{,}75\ LS$$

$$Resistencia\ IV_1 = 1{,}25\ DC + 1{,}50\ EH + 1{,}35\ EV$$

$$Resistencia\ IV_2 = 0{,}90\ DC + 0{,}90\ EH + 1{,}00\ EV$$

$$EventoExtremoI_1 = 1{,}25\ DC + 1{,}50\ EH + 1{,}35\ EV + 1{,}00\ EQ_{ine} + 1{,}00\ EQ_{M-O} + 0{,}50LS$$

$$EventoExtremoI_2 = 0{,}90\ DC + 0{,}90\ EH + 1{,}00\ EV + 1{,}00\ EQ_{ine} + 1{,}00\ EQ_{M-O} + 0{,}50LS$$

$$Evento\ Extremo\ II_1 = 1{,}25\ DC + 1{,}50\ EH + 1{,}35\ EV + 0{,}50\ LS + 1{,}00\ CT$$

$$Evento\ Extremo\ II_2 = 0{,}90\ DC + 0{,}90\ EH + 1{,}00\ EV + 0{,}50\ LS + 1{,}00\ CT$$

$$Servicio\ I = 1{,}00\ DC + 1{,}00\ EH + 1{,}00\ EV + 1{,}00\ LS$$

$$Servicio\ IV = 1{,}00\ DC + 1{,}00\ EH + 1{,}00\ EV$$

A partir de lo mencionado anteriormente, se genera la siguiente tabla de factores de carga para el cálculo de la estabilidad:

Estado límite de servicio, (ELS)

Estado límite de resistencia I, (ELR I)

Estado límite de evento extremo I, (ELEE I)

Estado límite de evento extremo II, (ELEE II)

Tabla 2

Factores de carga utilizados para el análisis de estabilidad.

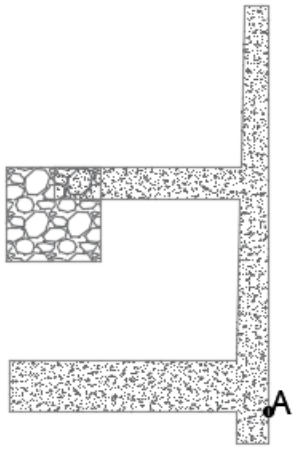
FACTORES DE CARGA					
	ELS	**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
DC	1,00	1,25	0,90	1,25	1,25
EV	1,00	1,35	1,00	1,35	1,35
EH	1,00	1,50	0,90	1,50	1,50
CT - V	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
CT – H	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
LS	1,00	1,75	1,75	0,50	0,50
EQ	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00

Nota. Se excluye el estado límite de resistencia IV, dado que el ELRI (Estado Límite de Resistencia I) engloba un mayor número de combinaciones; (CCP-14).

Ahora, se procede al cálculo de los momentos generados por las cargas con respecto al punto A (Ver Figura 24).

Figura 24

Ubicación del punto A para el cálculo de los momentos producidos por las cargas actuantes en el muro



Nota. Autor 2.024.

- **Momento carga muerta del muro, M_{DC}**

$$M_{DC} = M_{barrera} + M_{vástago1} + M_{vástago2} + M_{zarpa} + M_{llave}$$

$$M_{DC} = (5\ kN)\left(\frac{0{,}30m}{2}\right) + (157\ kN)\left(\frac{0{,}30m}{2}\right) + (26{,}17\ kN)\left(\left(\frac{0{,}10\ m}{3}\right) + 0{,}30\right)$$

$$+(248{,}43\ kN)\left(\frac{3{,}25\ m}{2}\right) + (18{,}82\ kN)\left(\frac{0{,}40\ m}{2}\right)$$

$$\boldsymbol{M_{DC} = 440{,}48\ kN.m}$$

- **Momento carga muerta contrapeso, $M_{DC\ contrapeso}$**

$$M_{DC\ dado} = (76{,}03\ kN)\ (2{,}35\ m + 0{,}35\ m)$$

$$\boldsymbol{M_{DC\ dado} = 205{,}29\ kN.m}$$

- **Momento carga muerta viga de contrapeso, $M_{DC\ viga}$**

$$M_{DC\ viga\ de\ contrapeso} = (18{,}05\ kN)\left(\frac{2{,}35\ m}{2} + 0{,}35\ m\right)$$

$$M_{DC\ viga\ de\ contrapeso} = \mathbf{27{,}52}\ kN.m$$

- **Momento carga de relleno, M_{EV}**

$$M_{EV} = Momento_{EV1} + Momento_{EV2}$$

$$M_{EV} = (994{,}31\ kN)\left(\frac{2{,}85\ m}{2} + 0{,}40\ m\right) + (17{,}44\ kN)\left(\frac{2(0{,}10\ m)}{3} + 0{,}30\ m\right)$$

$$\boldsymbol{M_{EV}} = \mathbf{1.821{,}01}\ kN.m$$

- **Momento carga presión lateral del suelo, M_{EH}**

$$M_{EH} = (242{,}54\ kN)\left(\frac{5{,}10\ m}{3}\right)$$

$$\boldsymbol{M_{EH}} = \mathbf{412{,}32}\ kN.m$$

- **Momento carga sísmica Mononobe Okabe, $M_{M\text{-}O}$**

$$M_{M-O} = (56{,}61\ kN)(0{,}60\ )(5{,}10\ m)$$

$$\boldsymbol{M_{M-O}} = \mathbf{173{,}22}\ kN.m$$

- **Momento carga sísmica inercial PP, $M_{inercial}$**

$$M_{inercial} = (EQ_{inercial})((M_{DC} + M_{EV}) / (DC_{New\ Jersey} + EV))$$

$$M_{inercial} = (45{,}04\ kN)\ \frac{(440{,}48\ kN.m + 1821{,}01\ kN.m)}{(450{,}41\ kN + 1011{,}75\ kN)}$$

$$\boldsymbol{M_{inercial}} = \mathbf{69{,}66}\ kN.m$$

- **Momento por carga de colisión vehicular, M_{CT}**

$M_{CT\,h} = (60\ kN)\ (5{,}10\ m - 0{,}46\ m)$

$\boldsymbol{M_{CT\,h} = 278{,}40\ kN.m}$

- **Momento por carga de sobrecarga viva, M_{LS}**

$M_{LS} = (57{,}07\ kN)\left(\frac{5{,}10\ m}{2}\right)$

$\boldsymbol{M_{LS} = 145{,}53\ kN.m}$

Seguidamente, se presenta un resumen de las cargas y momentos multiplicados por los correspondientes factores de carga mencionados anteriormente.

Muestra de cálculo:

$DC_{Barrera}$ = 5,00 kN

ELR I_1 → (5,00 kN) 1,25 = 6,25 kN; ELR I_2 → (5,00 kN) 0,90 = 4,50 kN

ELEE I → (5,00 kN) 1,25 = 6,25 kN; ELEE II → (5,00 kN) 1,25 = 6,25 kN

Tabla 3

Cargas verticales que influyen en el muro.

Cargas verticales (kN**)**		**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
$DC_{Barrera}$	5,00	6,25	4,50	6,25	6,25
$DC_{New\ Jersey}$	450,41	563,01	405,37	563,01	563,01
DC	455,41	569,26	409,87	569,26	569,26
$DC_{contrapeso}$	76,03	95,04	68,43	95,04	95,04
$DC_{viga\ de\ contrapeso}$	18,05	22,56	16,24	22,56	22,56
EV	1.011,75	1.365,87	1.011,75	1.365,87	1.365,87
CT	20,00	0,00	0,00	0,00	20,00
	ΣV	**2.052,73**	**1.506,29**	**2.052,73**	**2.072,73**

Nota. Autor 2.024.

Muestra de cálculo:

EH = 242,54 kN

ELR I_1 → (242,54 kN) 1,50 = 363,82 kN; ELR I_2 → (242,54 kN) 0,90 = 218,29 kN

ELEE I → (242,54 kN) 1,50 = 363,82 kN; ELEE II → (242,54 kN) 1,50 = 363,82 kN

Tabla 4

Cargas horizontales que influyen en el muro.

Cargas horizontales (kN**)**			**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
EH	242,54		363,82	218,29	363,82	363,82
EQ M-O	56,61		0,00	0,00	56,61	0,00
EQ inercial PP	45,04		0,00	0,00	45,04	0,00
CT	60,00		0,00	0,00	0,00	60,00
LS	57,07		99,87	99,87	28,53	28,53
		ΣH	**463,69**	**318,16**	**494,00**	**452,35**

Nota. Autor 2.024

Muestra de cálculo:

$DC_{\text{viga de contrapeso}}$ = 27,52 kN.m

ELR I_1 → (27,52 kN.m) 1,25 = 34,40 kN.m; ELR I_2 → (27,52 kN.m) 0,90 = 24,77 kN.m

ELEE I → (27,52 kN.m) 1,25 = 34,40 kN.m; ELEE II → (27,52 kN.m) 1,25 = 34,40 kN.m

Tabla 5

Momentos ocasionados por las cargas verticales.

Momento estabilizador M_V (kN.m**)**			**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
DC	440,48		550,60	396,44	550,60	550,60
$DC_{\text{contrapeso}}$	205,29		256,61	184,76	256,61	256,61
$DC_{\text{viga de contrapeso}}$	27,52		34,40	24,77	34,40	34,40
EV	1.821,01		2.458,36	1.821,01	2.458,36	2.458,36
		Σ M_V	**3.299,98**	**2.426,97**	**3.299,98**	**3.299,98**

Nota. Autor 2.024

Muestra de cálculo:

LS = 145,53 kN.m

ELR I_1 → (145,53 kN.m) 1,75 = 254,67 kN.m; ELR I_2 → (145,53 kN.m) 1,75 = 254,67 kN.m

ELEE I → (145,53 kN.m) 0,50 = 72,76 kN.m; ELEE II → (145,53 kN.m) 0,50 = 72,76 kN.m

Tabla 6

Momentos ocasionados por las cargas horizontales.

Momento de vuelco M_H (kN.m**)**		**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
EH	412,32	618,49	371,09	618,49	618,49
EQ M-O	173,23	0,00	0,00	173,23	0,00
EQ inercial PP	69,66	0,00	0,00	69,66	0,00
CT	278,40	0,00	0,00	0,00	278,40
LS	145,53	254,67	254,67	72,76	72,76
	Σ M_H	**873,16**	**625,76**	**934,14**	**969,65**

Nota. Autor 2.024.

A continuación, se lleva a cabo la verificación del muro mediante el análisis de estabilidad local, considerando tanto el volcamiento como el deslizamiento.

4.2.2.1 Verificación del volcamiento. El factor de seguridad para el volcamiento debe ser de al menos 2 (≥ 2), de acuerdo con la tabla H.6.9-1 de Factores de Seguridad Mínimos Indirectos, según el Título H de la NSR-10 (consultar Figura 25).

Figura 25

Factor de seguridad para el volcamiento

Tabla H.6.9-1
Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de				
Momento Resistente/ Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≤ 1/6	≤ 1/6	Diseño	≤ 1/4
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Titulo C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

Nota. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) Titulo H.

A partir de lo mencionado anteriormente se calculó el factor de seguridad al volcamiento de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{FS_{volc} = \frac{\Sigma M_V}{\Sigma M_H} \geq 2,00}$$

Muestra de cálculo:

ELR I_1 → $FS_{volc} = \frac{3299,98\ kN.m}{873,16\ kN.m} = 3,78$

Tabla 7

Cálculo del factor de volcamiento

	ELR I_1	ELR I_2	ELEE I	ELEE II
Momento estabilizador M_V (kN.m)	3.299,98	2.426,97	3.299,98	3.299,98
Momento de vuelco M_H (kN.m)	873,16	625,76	934,14	969,65
¿Cumple?	OK	OK	OK	OK
FS VOLC	**3,78**	**3,88**	**3,53**	**3,40**

Nota. Autor 2.024.

Para esta propuesta de muro, el factor de volcamiento cumple para todos los estados límites de resistencia y evento extremo.

4.2.2.2 Verificación de deslizamiento. El factor de seguridad para el deslizamiento en los estados límites de resistencia es 1,0, según los datos extraídos de la tabla 11.5.7-1 de Factores de Resistencia para Muros de Contención Permanentes, sección 11 del CCP-14 (ver Figura 26).

Figura 26

Factor de seguridad de deslizamiento para estado límite de resistencia

SECCIÓN 11

Tabla 11.5.7-1 — Factores de resistencia para muros de contención permanentes

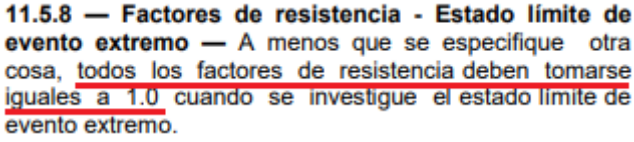
Muros en voladizo y muros anclados		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el Artículo 10
Resistencia de los elementos verticales a la compresión axial		0,75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (1)	• Suelos no cohesivos (granulares)	0,65 (4)
	• Suelos cohesivos	0,70 (4)
	• Roca	0,50 (4)
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (2)	• Cuando se realizan pruebas de verificación	1,0 (2)
Resistencia a la tensión de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A615)	0,90 (3)
	• Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A722)	0,80 (3)
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0,90
Muros de suelo estabilizado mecánicamente, Muros de gravedad y Muros de Semigravedad		
Capacidad de carga	• Muros de gravedad y semigravedad	0,55
	• Muros de suelo estabilizado mecánicamente	0,65
Deslizamiento		1,0
Resistencia a la tensión de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en franja (4) • Fuerza estática	0,75
	Refuerzos en malla (4)-(5) • Fuerza estática	0,65
Resistencia a la tensión de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	• Carga estática	0,90
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos a tensión.	• Carga estática	0,90
Muros prefabricados		
Capacidad		Se aplica el artículo 1
Deslizamiento		Se aplica el artículo 1
Resistencia pasiva		Se aplica el artículo 1
0,5		
0,5		
0,5		

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 (11.5.7).

En el estado límite de evento extremo, el factor de seguridad es de 1,0, según lo establecido en la sección 11.5.8 de Factores de Resistencia para el Estado Límite de Evento Extremo, del CCP-14 (ver Figura 27).

Figura 27

Factor de seguridad de deslizamiento para estado límite de evento extremo.



11.5.8 — Factores de resistencia - Estado límite de evento extremo — A menos que se especifique otra cosa, todos los factores de resistencia deben tomarse iguales a 1.0 cuando se investigue el estado límite de evento extremo.

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 (11.5.8).

El cálculo del factor de seguridad al deslizamiento fue realizado como:

Coeficiente de fricción $\mu = 0{,}50$

Factores de seguridad de deslizamiento para estado límite de resistencia y evento extremo

$\boldsymbol{\varphi = 1{,}0}$ Resistencia I (Tabla 11.5.7-1, CCP-14)

$\boldsymbol{\varphi = 1{,}0}$ Evento Extremo I (sección 11.5.8 CCP-14)

$$\boldsymbol{FS_{desl} = \frac{\mu . \Sigma V}{\Sigma H} \geq \varphi}$$

Muestra de cálculo:

ELR I_1 → $FS_{desl} = \frac{(0{,}50)\ 2052{,}73\ kN}{463{,}69\ kN} = 2{,}21$

Tabla 8

Cálculo del factor de deslizamiento

	ELR I_1	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
μ. ΣV (kN**)**	1.026,36	753,15	1.026,36	1.036,36
ΣH (kN**)**	463,69	318,16	494,00	452,35
¿Cumple?	OK	OK	OK	OK
FS DESL	**2,21**	**2,37**	**2,08**	**2,29**

Nota. Autor 2.024

Para esta segunda propuesta de muro, se verifica que los diferentes estados límite cumplen con los factores de seguridad mínimos de deslizamiento correspondientes.

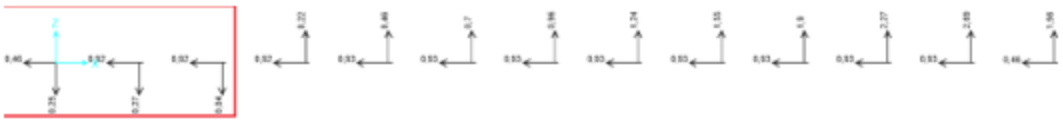
Este muro de contención, de tipo New Jersey, ha pasado de manera satisfactoria por el proceso de validación de su estabilidad local mediante cálculos manuales. Posteriormente, se procede a su modelado en el software comercial SAP2000 (versión 23) con el objetivo de analizar cómo se comportan las cargas que actúan sobre los resortes de la zarpa (zapata) y obtener los momentos necesarios para su diseño estructural. Para más detalles sobre la modelación, se puede consultar el tutorial en el Apéndice B, titulado “TUTORIAL DE MODELACIÓN DE MURO DE CONTENCION TIPO NEW JERSEY CON EL SOFTWARE SAP 2000”.

La Figura 28 proporciona una representación visual del comportamiento de las reacciones en los resortes de la zapata, vista XZ. En el contexto de esta propuesta de muro de contención New Jersey, se observa un rendimiento notablemente mejor con respecto a la primera propuesta. Esto se debe a que los resortes que están sometidos a tracción presentan valores mínimos (0,04; 0,27; 0,25), indicando una distribución más equitativa y controlada de las fuerzas en juego. Este aspecto

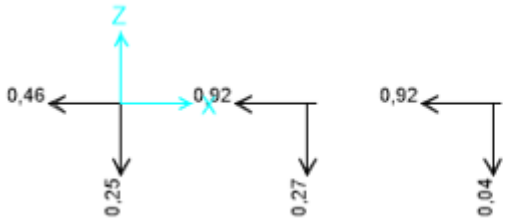
contribuye significativamente a la estabilidad y eficiencia del sistema, evidenciando una respuesta estructural más favorable.

Figura 28

(a) comportamiento de las reacciones en los resortes de la zarpa y (b) zum de las reacciones a tracción en la zarpa



(a)



(b)

Nota. Estas cargas fueron determinadas utilizando el software comercial SAP2000 licenciado por la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña, el cual corresponde al archivo TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File.

Asimismo, se lleva a cabo la verificación del asentamiento del muro de contención tipo New Jersey mediante la comparación entre el esfuerzo transmitido por la zarpa (zapata) del muro y el esfuerzo admisible del suelo, como se detalla a continuación:

$q \rightarrow Carga\ que\ transmite\ la\ zarpa\ (zapata)$

$$\sigma_{act} = \frac{q}{Area\ de\ la\ zapata} = \frac{1.293{,}14\ kN}{(3{,}25\ m)\ 4{,}9\ m} = 81{,}20\ kN/m^2$$

$\sigma_{adm} = 250\ kN/m^2$ Según sección 4.2.1- Datos del suelo.

$\sigma_{act} \leq \sigma_{adm} \rightarrow 81{,}20\ kN/m^2 \leq 250\ kN/m^2$ **Cumple.**

No se presentan asentamientos ya que el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo admisible del suelo, asegurando una estabilidad local.

Finalmente, se realiza una evaluación de la estabilidad global del muro de contención New Jersey utilizando el software comercial GEO 5, con licencia de la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña. Los resultados indican que el muro cumple de manera satisfactoria con los criterios de estabilidad global, como se muestra en el Paso 14 del tutorial GEO 5, Apéndice C.

4.2.3 Análisis y diseño de los elementos estructurales

El diseño estructural de los elementos que componen el muro de contención tipo New Jersey, fue realizado cumpliendo los criterios establecidos en las normas CCP-14 y NSR-10. En la Figura 29 y 35, se presentan los diagramas de momento y cortante respectivamente, los cuales han sido obtenidos a través del análisis estructural del software comercial SAP2000. Estos diagramas proporcionarán información crucial para el diseño detallado y la verificación de la capacidad estructural del muro.

En cuanto a las propiedades mecánicas, se han considerado los siguientes valores:

Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 28\ MPa$ (5.4.2.1 del CCP-14)

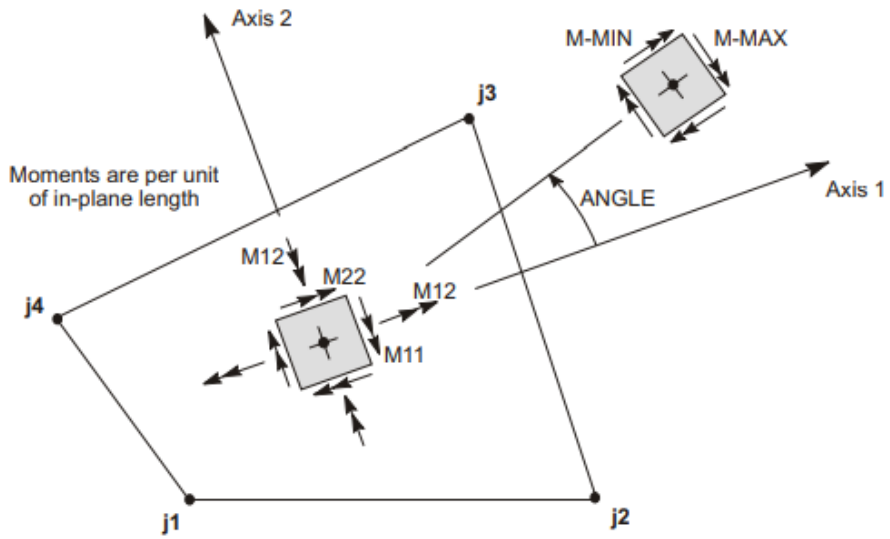
Límite de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 420\ MPa$ (5.4.3.1 del CCP-14)

4.2.3.1 Zarpa (zapata). Para diseñar la zarpa, se extraen los valores mayores de los momentos y cortantes máximos y mínimos ocasionados por la envolvente última.

4.2.3.1.1 Diseño a flexión. Inicialmente, se procede al diseño del refuerzo principal, determinado por el momento máximo y mínimo, aplicado en la cara 2 y en dirección al eje 1 (M22) como se muestra en la figura 29. Este proceso se lleva a cabo en franjas distintas de la zarpa: la franja situada en la zona de los pilotes, con una longitud de 1,47 m, y la franja intermedia, que abarca 1,96 m. Se inicia el diseño con la franja de los pilotes, y la Figura 30 y 31 exhiben el momento máximo y mínimo, respectivamente, en dicha zona.

Figura 29

Momentos de flexión y torsión de la placa

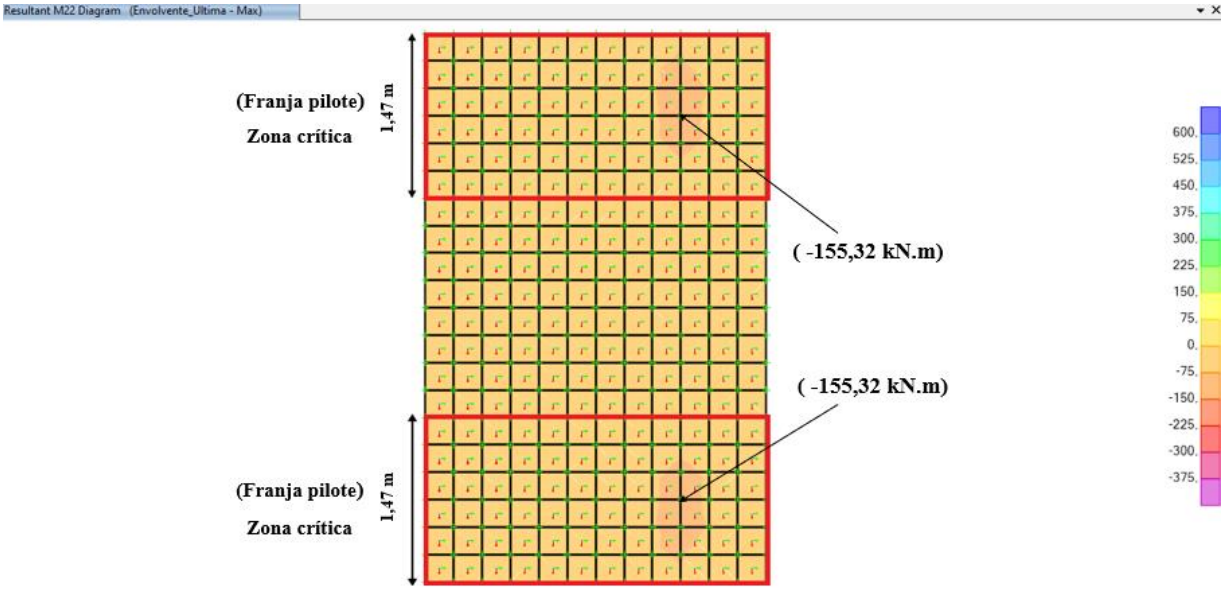


*Nota.*CSI Analysis Reference Manual, Software comercial SAP2000.

Nota. Las solicitaciones por flexión fueron obtenidas en la zona crítica de los pilotes, donde se registran los mayores momentos. Además, en la zona intermedia, donde las solicitaciones son menores a la zona crítica.

Figura 30

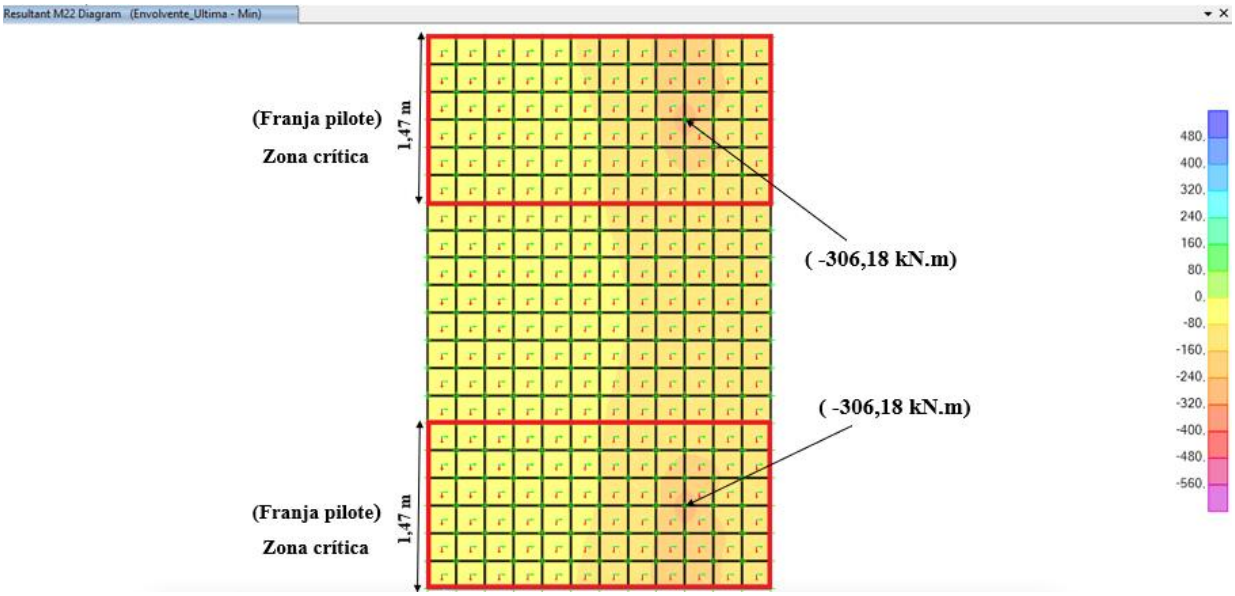
Momentos máximos de diseño en la zona crítica M22 para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Figura 31

Momentos mínimos de diseño en la zona crítica M22 para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Nota. Cuando los momentos máximo y mínimo tengan el mismo signo, las solicitaciones corresponderán a una sola cara de la zarpa. En caso de que se presenten momentos con signos diferentes, tendríamos solicitaciones en la cara superior e inferior de la zarpa.

Dado que tanto el momento M22 máximo como el M22 mínimo resultaron ser negativos en la zona de los pilotes, se selecciona el de mayor magnitud en valor absoluto, que en este caso es de 306,18 kN·m, para establecer el refuerzo superior. Por otro lado, el refuerzo inferior en esta área se calculará considerando la cuantía mínima por retracción y temperatura.

A continuación, se presenta el cálculo con el que se determinó el refuerzo en la zona de los pilotes:

Fórmula para la cuantía calculada:

$$\rho = \frac{0{,}85 f'_C}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.M_u}{\varphi(0{,}85)\, f'_C\, .b.d^2}}\right]$$

$\varphi = 0{,}90$ (5.5.4.2 del CCP-14); $b = 1{,}00\, m$; $h = 0{,}65\, m$; $rec = 0{,}075\, m$

$d = h - recubrimiento\ min$

$d = 0{,}65\, m - 0{,}075\, m = 0{,}575\, m$

Cuantía mínima:

$\rho_{mínima} = 0{,}0018$ (C.7.12.2.1 de la NSR-10)

Separación máxima entre barras:

$S_{máx.} = 0{,}45\, m$ (C.10.5.4 de la NSR-10)

Refuerzo principal en la franja de pilotes (flexión):

(Refuerzo superior)

$M_u\ (kN.m) = 306{,}18$

$$\boldsymbol{\rho cal.} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{306,18})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})\,(28.000).(\mathbf{1}).(\mathbf{0,58})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}002505$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía calculada

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}002505\ (1.000mm)\ (575mm)$

$A_{S_{cal}} = 1.440{,}54\ mm^2$

(Refuerzo inferior)

Usamos la cuantía mínima para calcular el área de acero.

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}0018\ (1.000mm)\ (575mm)$

$A_{S_{cal}} = 1.035\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\ máx.$

Optando por una barra N$_o$ 5; $A_b = 199\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}$; $S < S\,máx.$

Optando por una barra N$_o$ 5; $A_b = 199\,mm^2$

$S = \frac{199}{1.440,54} = 0,138$; es menor que la S máx.

Refuerzo definido: N$_o$ 5

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0,13\,m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{199}{0,13} = 1.530,78\,mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \frac{\phi}{2}}$

$d = 650\,mm - 75\,mm - \frac{15,9mm}{2}$

$d = 567,05\,mm$

Cuantía definida, (ρ$_{def}$)

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{1.530,78\,mm^2}{(1.000mm)(567,05mm)}$

$\rho_{def} = 0,0027$

Refuerzo superior de ϕ5/8'' @ 0,13

$S = \frac{199}{1.035} = 0,192$; es menor que la S máx.

Refuerzo definido: N$_o$ 5

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0,19\,m$

Área de acero definida ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{199}{0,19} = 1.047,37\,mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \frac{\phi}{2}}$

$d = 650\,mm - 75\,mm - \frac{15,9mm}{2}$

$d = 567,05\,mm$

Cuantía definida, (ρ$_{def}$)

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{1.047,37\,mm^2}{(1.000mm)(567,05mm)}$

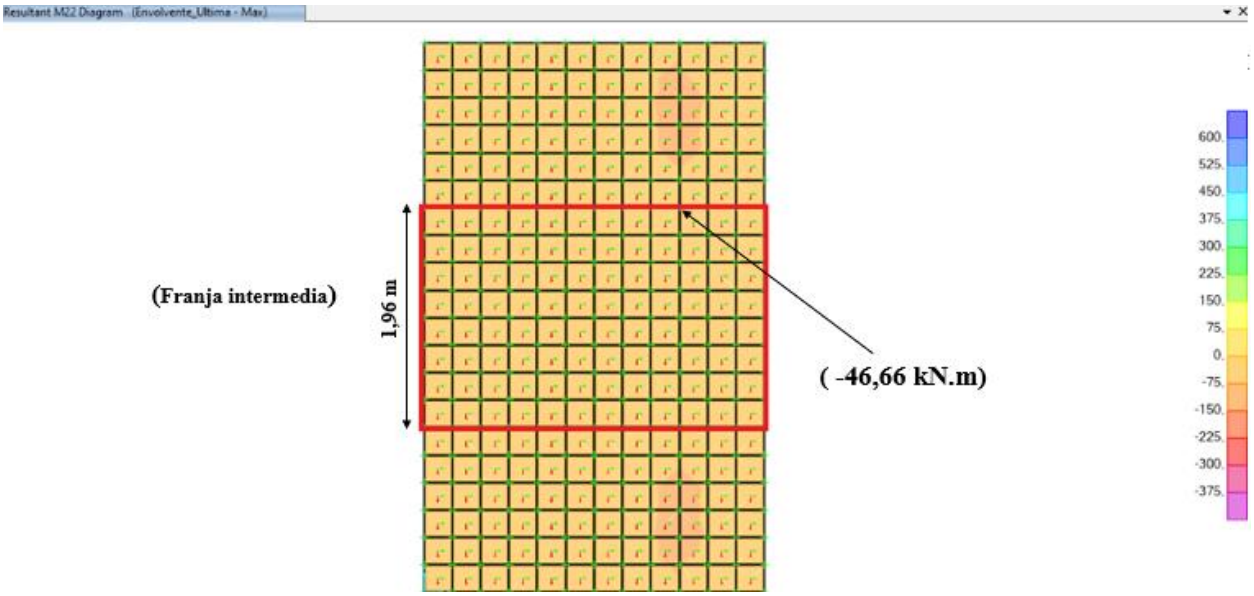
$\rho_{def} = 0,0018$

Refuerzo inferior de ϕ5/8'' @ 0,19

A continuación, se realiza el diseño de la franja intermedia considerando el momento máximo y mínimo, M22, obtenidos en la zona, tal como se representa en las Figuras 32 y 33.

Figura 32

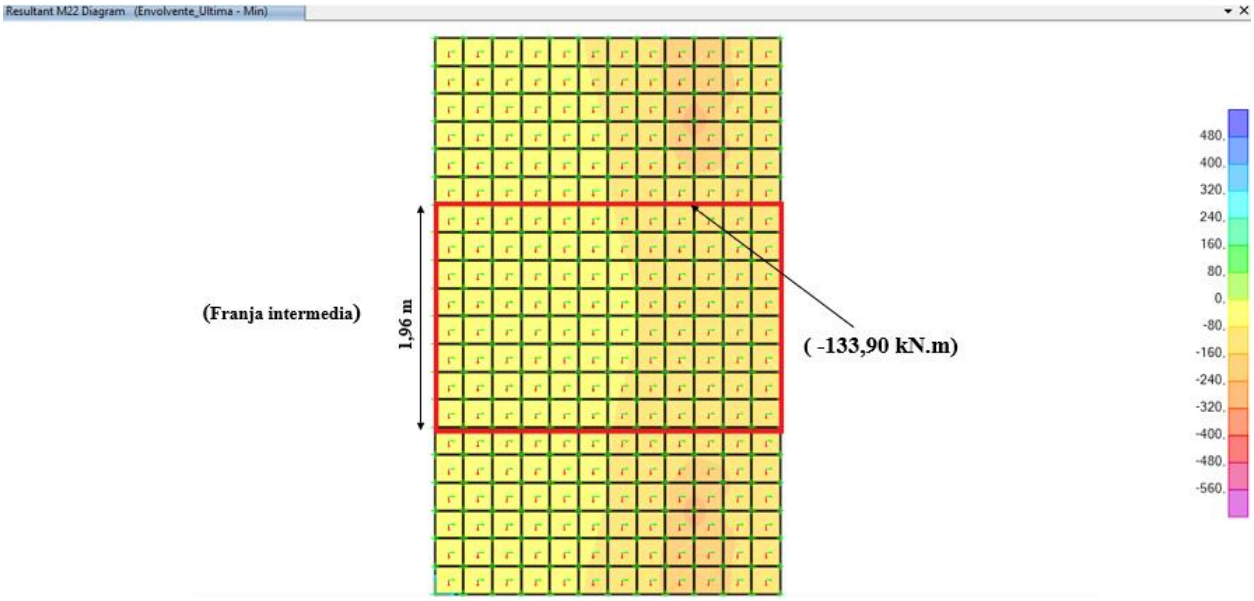
Momento máximo de diseño M22 en la franja intermedia para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Figura 33

Momento mínimo de diseño M22 en la franja intermedia para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Dado que los momentos más significativos en la zona intermedia, tanto el máximo como el mínimo (M22), resultaron ser negativos, se selecciona el mayor de los dos en valor absoluto, que en este caso es de 133,90 kN·m. Este valor se utilizará para determinar el refuerzo superior, mientras que el refuerzo inferior en esta zona se calculará aplicando la cuantía mínima por tracción y temperatura.

Refuerzo principal en la franja intermedia (flexión)

(Refuerzo superior)

$M_u\ (kN.m)\ =\ 133{,}90$

$$\boldsymbol{\rho cal.} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{133,90})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})\ (28.000).(\mathbf{1}).(\mathbf{0,58})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada}\ =\ 0{,}001082$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía mínima

$A_{S_{calculada}}\ =\ \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}}\ =\ 0{,}0018\ (1.000mm)\ (575mm)$

$A_{S_{cal}}\ =\ 1.035\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S\ =\ \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S\ <\ S\ máx.$

Optando por una barra N$_o$ 5; $A_b\ =\ 199\ mm^2$

(Refuerzo inferior)

Usamos la cuantía mínima para calcular el área de acero.

$A_{S_{calculada}}\ =\ \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}}\ =\ 0{,}0018\ (1.000mm)\ (575mm)$

$A_{S_{cal}}\ =\ 1.035\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S\ =\ \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S\ <\ S\ máx.$

Optando por una barra N$_o$ 5; $A_b\ =\ 199\ mm^2$

$S\ =\ \frac{199}{1.035}\ =\ 0{,}192$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo definido: N$_o$ 5

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S = \frac{199}{1.035} = 0{,}192$; es menor que la S máx.

Refuerzo definido: No 5

Separación entre barras definida, (S_{def})

$S_{def} = 0{,}19\ m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{199}{0{,}19} = 1.047{,}37\ mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \frac{\phi}{2}}$

$d = 650\ mm - 75\ mm - \frac{15{,}9mm}{2}$

$d = 567{,}05\ mm$

Cuantía definida, (ρ_{def})

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{1.047{,}37\ mm^2}{(1.000mm)(567{,}05mm)}$

$\rho_{def} = 0{,}0018$

Refuerzo superior de ϕ5/8'' @ 0,19

$S_{def} = 0{,}19\ m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{199}{0{,}19} = 1.047{,}37\ mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \frac{\phi}{2}}$

$d = 650\ mm - 75\ mm - \frac{15{,}9mm}{2}$

$d = 567{,}05\ mm$

Cuantía definida, (ρ_{def})

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{1.047{,}37\ mm^2}{(1.000mm)(567{,}05mm)}$

$\rho_{def} = 0{,}0018$

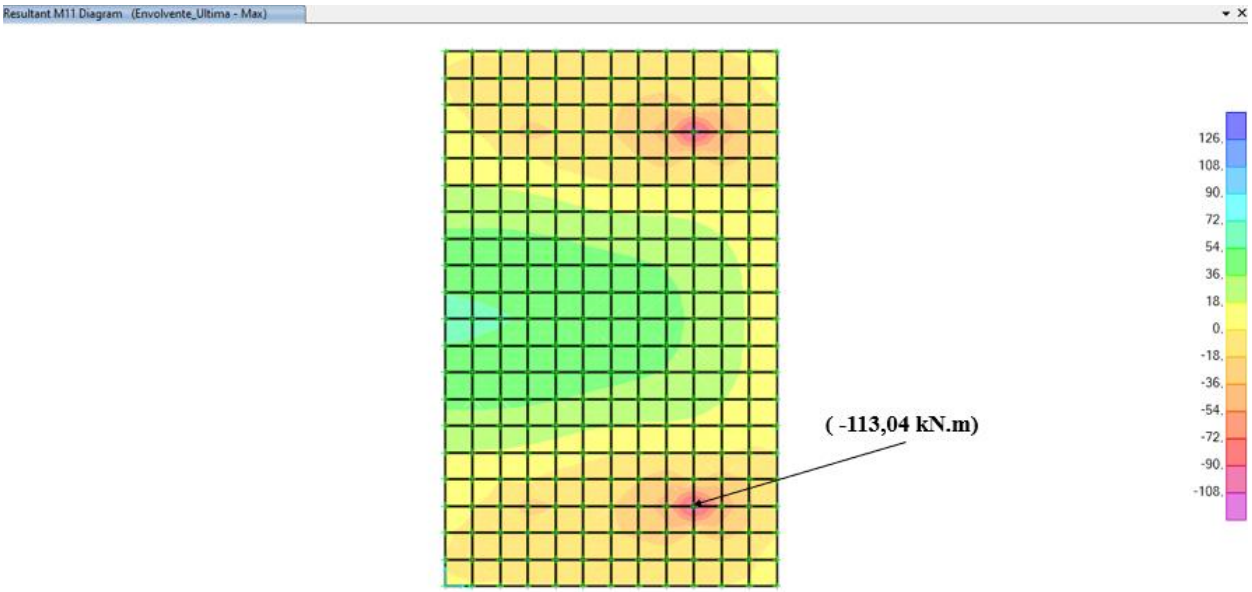
Refuerzo inferior de ϕ5/8'' @ 0,19

En la definición del acero secundario (acero longitudinal) a flexión, se tiene en cuenta el momento máximo y mínimo M11, como se evidencia en las Figuras 34 y 35, respectivamente.

Nota. Las solicitaciones por flexión fueron obtenidas en la zona crítica de los pilotes, donde se registran los mayores momentos.

Figura 34

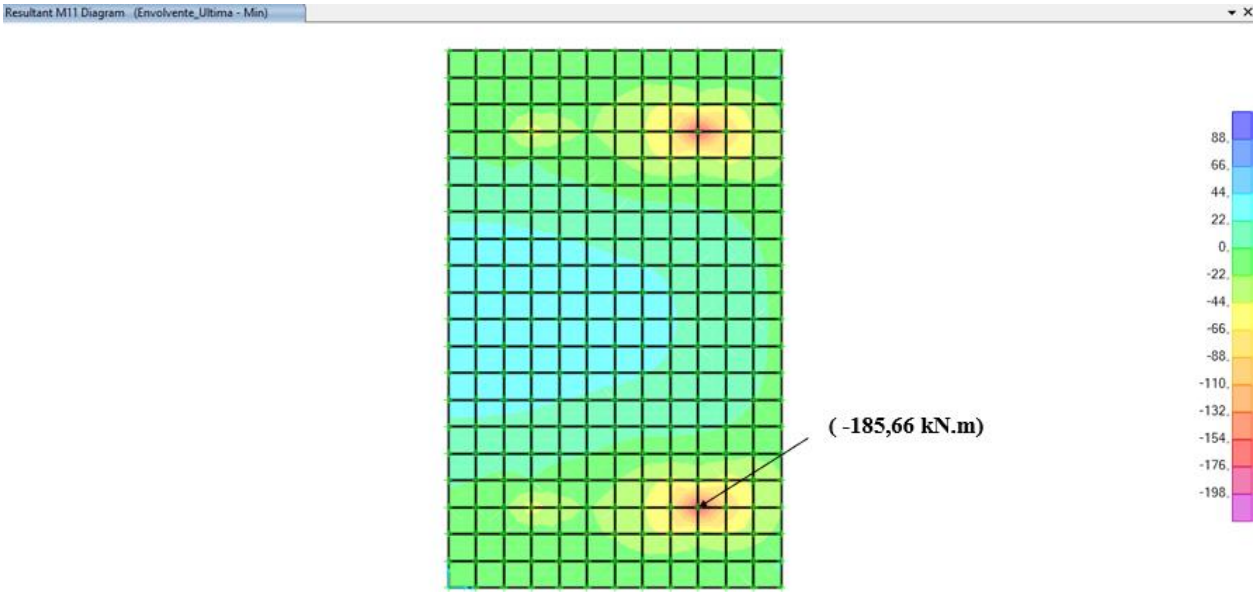
Momento máximo de diseño M11 en la zona crítica de los pilotes para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Figura 35

Momento mínimo de diseño M11 en la zona crítica de los pilotes para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Dado que el momento máximo y mínimo (M11) son negativos, se selecciona el mayor en valor absoluto para el diseño del acero superior, que en este caso es de 185,66 kN.m. En cuanto al acero inferior, se realiza el diseño considerando la cuantía mínima por retracción y temperatura.

Refuerzo Secundario (Flexión):

El refuerzo se ubica al interior respecto al refuerzo principal.

$d = h - recubrimiento\ min - \boldsymbol{\phi}\ barra\ No5$

$d = 0{,}65\ m - 0{,}075\ m - 0{,}0159\ m = 0{,}56\ m$

(Refuerzo superior)

$M_u\ (kN.m) = 185{,}66$

$$\boldsymbol{\rho cal.} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{185,66})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})\ (28.000).(\mathbf{1}).(\mathbf{0,56})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}001594$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía mínima

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}0018\ (1.000mm)\ (560mm)$

$A_{S_{cal}} = 1.008\ mm^2$

Separación entre barras (S)

(Refuerzo inferior)

Usamos la cuantía mínima para calcular el área de acero

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}0018\ (1.000mm)\ (560mm)$

$A_{S_{cal}} = 1.008\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{As}\ ;\ S < S\ máx.$

Optando por una barra N$_o$ 5; $A_b = 199\ mm^2$

$S = \frac{199}{1.008} = 0{,}198$; es menor que la S $_{máx.}$

$S = \frac{A_b}{As}$; $S < S\,máx.$

Optando por una barra N$_o$ 5; $A_b = 199\,mm^2$

$S = \frac{199}{1.008} = 0{,}198$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo definido: N$_o$ 5

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0{,}19\,m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{199}{0{,}19} = 1.047{,}37\,mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \phi\, barra\, No5 - \frac{\phi}{2}}$

$d = 650\,mm - 75\,mm - 15{,}9\,mm - \frac{15{,}9mm}{2}$

$d = 551{,}15\,mm$

Cuantía definida, (ρ$_{def}$)

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{1.047{,}37\,mm^2}{(1.000mm)(551{,}15mm)}$

$\rho def = 0{,}0019$

Refuerzo superior de ϕ5/8'' @ 0,19

Refuerzo definido: N$_o$ 5

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0{,}19\,m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{199}{0{,}19} = 1.047{,}37\,mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \phi\, barra\, No5 - \frac{\phi}{2}}$

$d = 650\,mm - 75\,mm - 15{,}9\,mm - \frac{15{,}9mm}{2}$

$d = 551{,}15\,mm$

Cuantía definida, (ρ$_{def}$)

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{1.047{,}37\,mm^2}{(1.000mm)(551{,}15mm)}$

$\rho def = 0{,}0019$

Refuerzo inferior de ϕ5/8'' @ 0,19

4.2.3.1.2 Verificación de esfuerzo de corte. Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto al punzonamiento V$_c$.

$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o\,d \qquad (a)$

$\beta = \frac{lado\ mayor\ de\ la\ zarpa}{lado\ menor\ de\ la\ zarpa} = \frac{4{,}90\,m}{3{,}05\,m} = 1{,}61$

$\lambda = 1{,}00$ (C.8.6.1 – NSR-10)

$b_o =$ *Perímetro de la sección crítica*

$b_o = \pi\left[\left(D_{pilote} + d\right)\right] = \pi[(0{,}40m + 0{,}567m)] = 3{,}038\ m$

$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{1{,}61}\right)(1{,}00)\sqrt{28}\,(3{,}038)(0{,}567)(1.000) = 3.474{,}40\ kN$

$V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_C}\,b_o\,d \qquad (b)$

$\alpha_s = 40$; Para elementos interiores.

$V_c = 0{,}083\left(\frac{(40)(0{,}567)}{3{,}038} + 2\right)(1{,}00)\sqrt{28}\,(3{,}038)(0{,}567)(1.000) = 7.160{,}92\ kN$

$V_c = 0{,}33\,\lambda\sqrt{f'_C}\,b_o\,d \qquad (c)$

$V_c = 0{,}33\,(1{,}00)\,\sqrt{28}\,(3{,}038)(0{,}567)(1.000) = 3.007{,}90\ kN$

Se selecciona la menor resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto de las tres calculadas previamente, en este caso la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto *(c)*.

$\varphi = 0{,}90$ (5.5.4.2 del CCP-14);

$\boldsymbol{\varphi V_c} = (\mathbf{0,90})\ (\mathbf{3.007,90}\ kN) = \mathbf{2.707,11}\ kN$

Se debe cumplir que el cortante último sea menor o igual a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

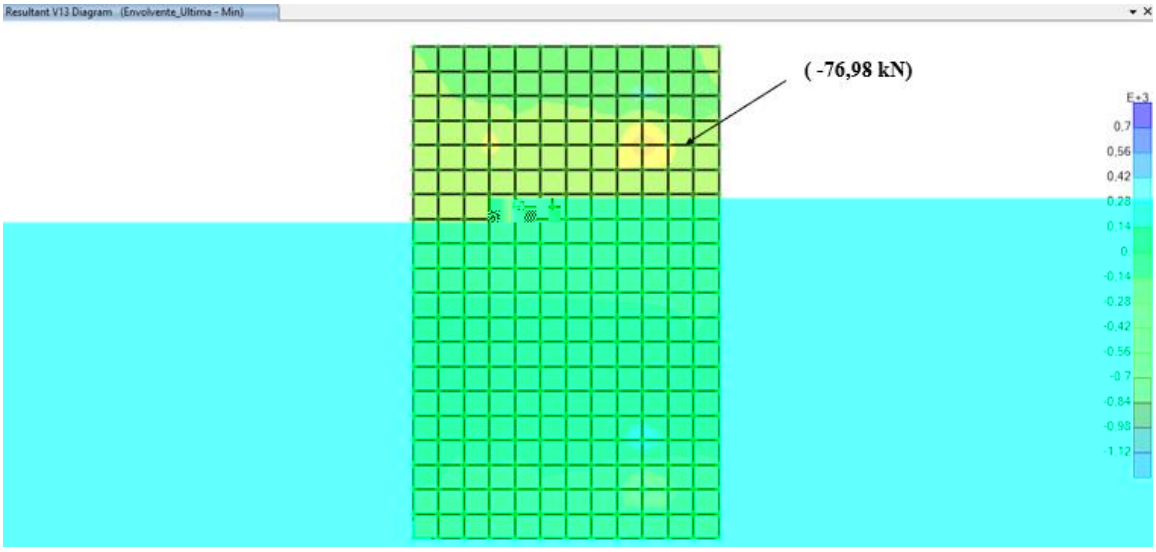
$\boldsymbol{V_u \leq \varphi V_c}$

Se examina el cortante último V13 en la sección crítica a d/2 del borde del pilote, es decir, a 0,48 m del centroide del pilote. En la Figura 36 y 37 se visualizan estos cortantes.

Nota. Los cortantes fueron obtenidos en la sección crítica a d/2 de la cara del pilote.

Figura 36

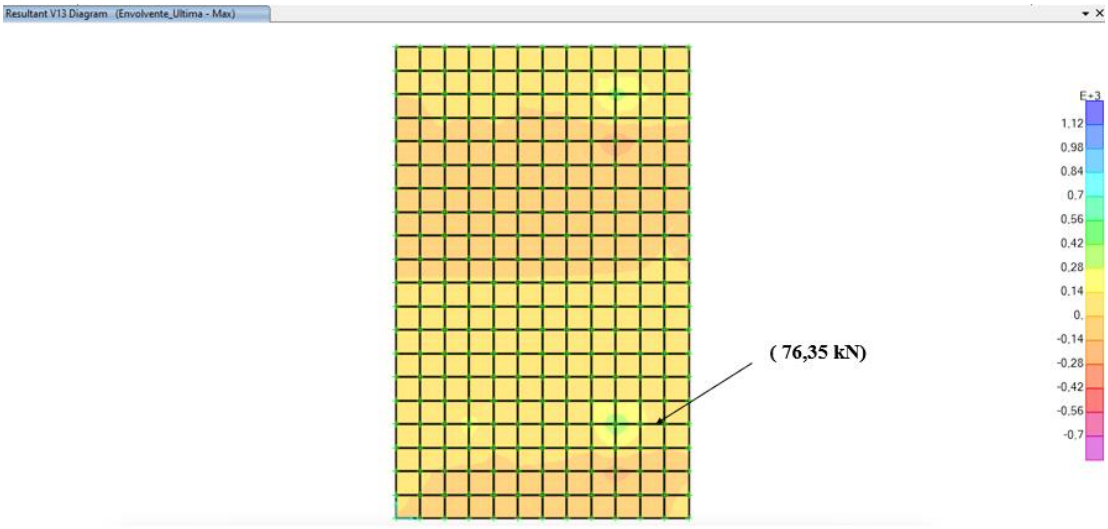
Cortante mínimo de diseño V13 en la sección crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Figura 37

Cortante máximo de diseño V13 en la sección crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

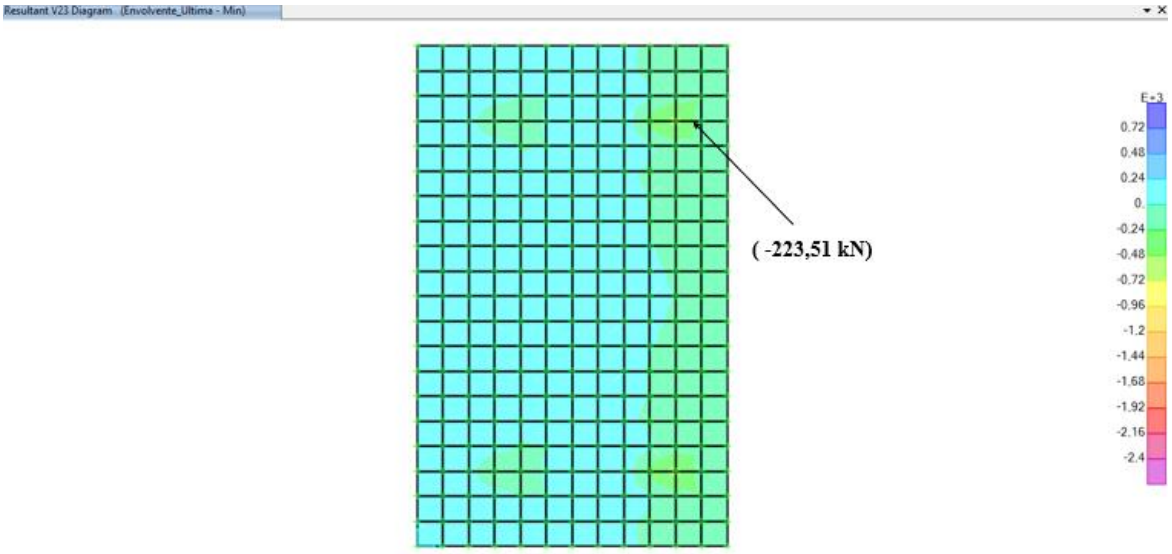
Verificación de los cortantes:

V13 (mínimo)	**V13 (máximo)**
$V_{u,\frac{d}{2}} = 76{,}98\ kN$	$V_{u,\frac{d}{2}} = 76{,}35\ kN$
76,98 kN < **2.707,11** kN **Cumple**	**76,35** kN < **2.707,11** kN **Cumple**

El cortante actuante a d/2 del borde del pilote es menor que la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto al punzonamiento, por lo tanto, no es necesario implementar refuerzo por cortante. A continuación, se procede a verificar los cortantes actuantes V23 en la sección crítica como se muestra en la Figura 38 y 39.

Figura 38

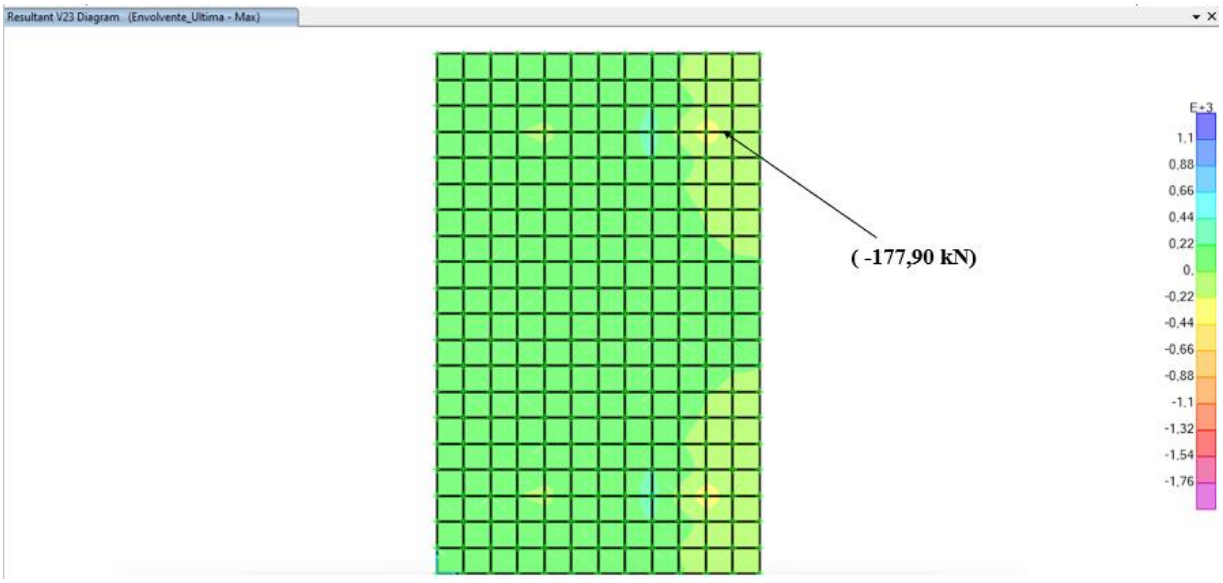
Cortante mínimo de diseño V23 en la sección crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Figura 39

Cortante máximo de diseño V13 en la sección crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Verificación de los cortantes:

V23 (mínimo)	**V23 (máximo)**
$V_{u,\frac{d}{2}} = 223{,}51\ kN$	$V_{u,\frac{d}{2}} = 177{,}90\ kN$
223,51 kN < **2.707,11** kN **Cumple**	**177,90** kN < **2.707,11** kN **Cumple**

El cortante actuante en la sección crítica es menor que la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto al punzonamiento, por lo tanto, no es necesario implementar refuerzo por cortante.

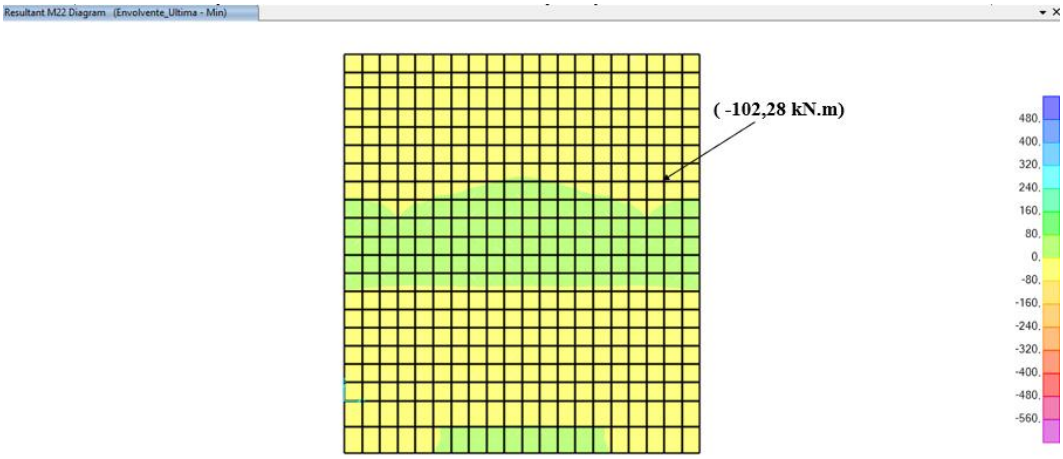
4.2.3.2 Vástago.

4.2.3.2.1 Diseño a flexión. Inicialmente, se procede al diseño del refuerzo vertical, considerando los momentos mínimos y máximos (M22), tal como se ilustra en la Figura 40 y 41.

Nota. Las solicitaciones por flexión fueron obtenidas en la zona crítica cerca de los puntos de empotramiento de las vigas, donde se generan los momentos más significativos.

Figura 40

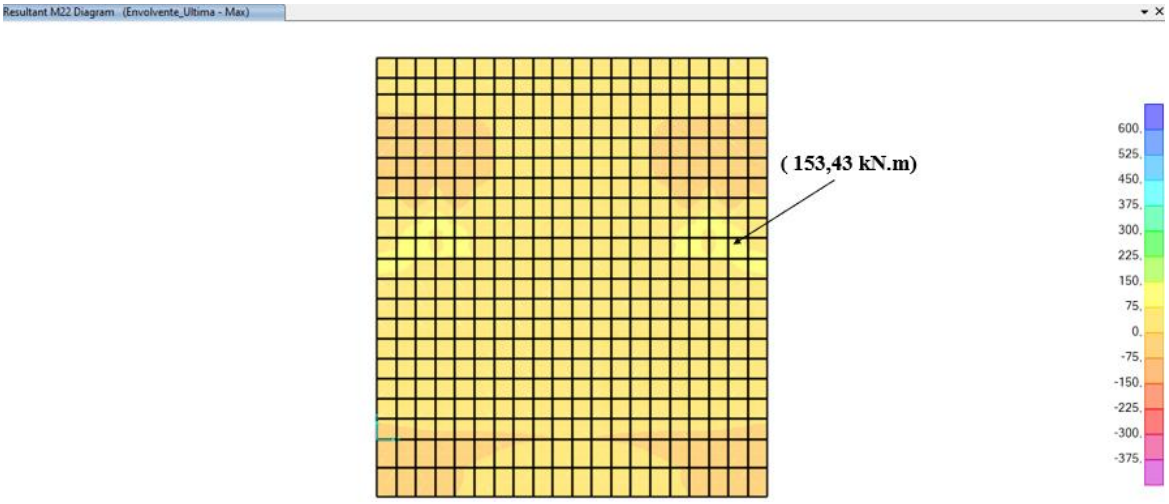
Momento mínimo de diseño M22 en la zona crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Figura 41

Momento máximo de diseño M22 en la zona crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Utilizando el momento mínimo más significativo, diseñamos el refuerzo vertical exterior, mientras que, con el momento máximo más relevante, diseñamos el refuerzo vertical interior correspondiente a la cara del relleno.

Fórmula para la cuantía calculada:

$$\rho = \frac{0{,}85 f'_C}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.M_u}{\varphi(0{,}85)\, f'_C \,.\, b.d^2}}\right]$$

$\varphi = 0{,}90$ (5.5.4.2 del CCP-14); $b = 1{,}00\, m$; $h = 0{,}35\, m$

$d = h - recubrimiento\ min$

$d = 0{,}35\, m - 0{,}075\, m = 0{,}275\, m$

Cuantía mínima para refuerzo vertical

$\rho_{mínima} = 0{,}0018$ (C.7.12.2.1 de la NSR-10)

Cuantía mínima para refuerzo horizontal

$\rho_{mínima} = 0{,}0020$ (C.14.3.3 de la NSR-10)

Separación máxima entre barras:

$S_{máx.} = 0{,}45\, m$ (C.10.5.4 de la NSR-10)

Diseño del refuerzo vertical:

(Refuerzo vertical cara exterior)

$M_u\ (kN.m) = 102{,}28$

$$\boldsymbol{\rho = \frac{0{,}85(28)}{420}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.(153{,}43)}{0{,}90(0{,}85)\,(28.000)\,.\,(1).\,(0{,}275)^2}}\right]}$$

$\rho_{calculada} = 0{,}003699$

(Refuerzo vertical cara interior)

$M_u\ (kN.m) = 153{,}43$

$$\boldsymbol{\rho = \frac{0{,}85(28)}{420}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.(153{,}43)}{0{,}90(0{,}85)\,(28.000)\,.\,(1).\,(0{,}275)^2}}\right]}$$

$\rho_{calculada} = 0{,}005649$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía calculada

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}003699(1.000mm)\ (275mm)$

$A_{S_{cal}} = 1.017{,}13\ mm^2$

A continuación, se calcula el momento nominal (φM_n) utilizando la cuantía obtenida a partir de una separación entre barras duplicada con respecto al cálculo de la separación anterior. Luego, se verifica que este momento nominal sea superior al momento último máximo y mínimo en la parte superior del vástago, con el objetivo de optimizar las prestaciones.

Cálculo del refuerzo vertical cara exterior:

$S_{def} = 0{,}18\,m \rightarrow S = (0{,}18\,m)\,2 = 0{,}36\,m$

$\frac{1}{S} = \frac{1}{0{,}36} = 2{,}78 \cong 3\ barras$

$A_S = (3)(199\,mm^2) = 597 mm^2$

$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{597\,mm^2}{(1.000)(267{,}05 mm)} = 0{,}002236$

Momento nominal φM_n

$$\varphi\, M_n = \varphi.\rho.f_y\left(1 - \frac{0{,}59\,\rho\, f_y}{f'_c}\right)(b)(d^2)$$

$$\varphi\, M_n = 0{,}9(0{,}002236)(420.000)\left(1 - \frac{0{,}59\,(0{,}002236)420}{28}\right)(1)(0{,}267^2) = 59{,}06 \text{ kN.m}$$

Momento último mayor en la zona superior del vástago $M_u = 32{,}89\ kN.m$

$\boldsymbol{M_u < \varphi\, M_n \rightarrow 32{,}89\ kN.m < 59{,}06\ kN.m}$

El acero intermedio de la cara exterior del vástago tendrá una altura de 4,00 m.

Cálculo del refuerzo vertical cara interior:

$S_{def} = 0{,}12\,m \rightarrow S = (0{,}12\,m)\,2 = 0{,}24\,m$

$\frac{1}{S} = \frac{1}{0{,}24} = 4{,}17 \cong 5\ barras$

$A_S = (5)(199\,mm^2) = 995\,mm^2$

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{995\ mm^2}{(1.000)(267{,}05mm)} = 0{,}003726$$

Momento nominal φM_n

$$\varphi\ M_n = \varphi.\rho.f_y\left(1 - \frac{0{,}59\ \rho\ f_y}{f'_c}\right)(b)(d^2)$$

$$\varphi\ M_n = 0{,}9(0.003726)(420.000)\left(1 - \frac{0{,}59\ (0{,}003726)420}{28}\right)(1)(0{,}267^2) = 97{,}09\ \text{kN.m}$$

Momento último mayor en la zona superior del vástago $M_u = 61{,}07\ kN.m$

$\boldsymbol{M_u < \varphi\ M_n}$ → $\mathbf{61{,}07}\ kN.m < \mathbf{97{,}09}\ kN.m$

El acero intermedio de la cara interior del vástago tendrá una altura de 3,75 m.

Para el diseño del refuerzo horizontal del vástago, se considera el momento mínimo y máximo (M11), como se ilustra en la Figura 42 y 43.

Nota. Las solicitaciones por flexión fueron obtenidas en la zona crítica cerca de los puntos de empotramiento de las vigas, donde se generan los momentos más significativos.

Figura 42

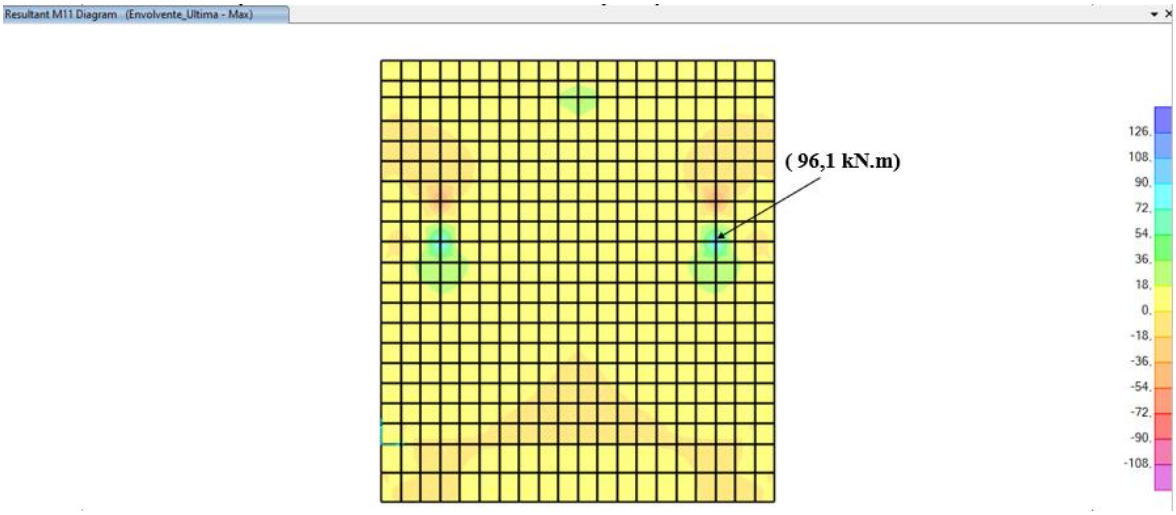
Momento mínimo de diseño M11 en la zona crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Figura 43

Momento máximo de diseño M11 en la zona crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, se diseña el refuerzo horizontal de la cara exterior se diseña con el momento mínimo y el refuerzo horizontal de la cara interior (cara del relleno) con el momento máximo obtenido.

Cálculo del refuerzo horizontal:

El refuerzo se ubica al interior respecto al refuerzo vertical.

$d = h - recubrimiento\ min - \boldsymbol{\phi}\ barra\ No5$

$d = 0{,}35\ m - 0{,}075\ m - 0{,}0159\ m = 0{,}26\ m$

(Refuerzo horizontal cara exterior)

$M_u\ (kN.m) = 91{,}50$

$$\boldsymbol{\rho cal} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{91,50})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})\ (28.000).(\mathbf{1}).(\mathbf{0,26})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}003702$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía calculada

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}003702\ (1.000mm)\ (260mm)$

$A_{S_{cal}} = 962{,}52\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\ máx.$

Optando por una barra N$_o$ 5; $A_b = 199\ mm^2$

$S = \frac{199}{962{,}52} = 0{,}207$; es menor que la S $_{máx.}$

(Refuerzo horizontal cara interior)

$M_u\ (kN.m) = 96{,}1$

$$\boldsymbol{\rho cal} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{96,10})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})(28.000)\ .(\mathbf{1}).(\mathbf{0,26})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}003894$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía calculada

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}003894\ (1.000mm)\ (260mm)$

$A_{S_{cal}} = 1.012{,}44\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S};\ S < S\ máx.$

Optando por una barra N$_o$ 5; $A_b = 199\ mm^2$

$S = \frac{199}{1.012{,}44} = 0{,}197$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo definido: N$_o$ 5

Separación entre barras definida, (S_{def})

$S_{def} = 0{,}19\ m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{199}{0{,}19} = 1.047{,}37\ mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \phi\ barra\ \#5 - \frac{\phi}{2}}$

$d = 350\ mm - 75\ mm - 15{,}9\ mm - \frac{15{,}9mm}{2}$

$d = 251{,}15\ mm$

Cuantía definida (ρ_{def})

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{1.047{,}37\ mm^2}{(1.000mm)(251{,}15mm)}$

$\rho_{def} = 0{,}00417$

Refuerzo cara exterior de ϕ5/8'' @ 0,19

Refuerzo definido: N$_o$ 5

Separación entre barras definida, (S_{def})

$S_{def} = 0{,}18\ m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{199}{0{,}18} = 1.105{,}56\ mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \phi\ barra\ \#5 - \frac{\phi}{2}}$

$d = 350\ mm - 75\ mm - 15{,}9\ mm - \frac{15{,}9mm}{2}$

$d = 251{,}15\ mm$

Cuantía definida (ρ_{def})

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{1.105{,}56\ mm^2}{(1.000mm)(251{,}15mm)}$

$\rho_{def} = 0{,}004402$

Refuerzo cara interior de ϕ5/8'' @ 0,18

4.2.3.2.2 Verificación de esfuerzo de corte. Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto al punzonamiento V$_c$.

$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\ b_o\ d \qquad (a)$

$\beta = \frac{lado\ mayor\ del\ muro}{lado\ menor\ del\ muro} = \frac{4{,}90\ m}{4{,}775\ m} = 1{,}026$

$\lambda = 1{,}00$ (C.8.6.1 – NSR-10)

$b_o =$ *Perímetro de la sección crítica*

$b_o = 2\left[\left(h_{viga} + d\right) + \left(b_{viga} + d\right)\right] = 2[(0{,}40m + 0{,}267m) + (0{,}40\ m + 0{,}267m)] = 2{,}668\ m$

$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{1{,}026}\right)(1{,}00)\sqrt{28}\ (2{,}668)(0{,}267)(1.000) = 1.889{,}93\ kN$

$$V_c = 0{,}083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c}\, b_o\, d \qquad (b)$$

$\alpha_s = 40$; Para elementos interiores.

$$V_c = 0{,}083 \left(\frac{(40)(0{,}267)}{2{,}668} + 2\right)(1{,}00)\sqrt{28}\,(2{,}668)(0{,}267)(1.000) = 1.878{,}11\ kN$$

$$V_c = 0{,}33\, \lambda \sqrt{f'_c}\, b_o\, d \qquad (c)$$

$$V_c = 0{,}33\,(1{,}00)\,\sqrt{28}\,(2{,}668)(0{,}267)(1.000) = 1.243{,}91\ kN$$

Se selecciona la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto más baja calculada entre las tres opciones anteriores, para caso, la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto *(c).*

$\varphi = 0{,}90$ (5.5.4.2 del CCP-14);

$\boldsymbol{\varphi V_c} = (\mathbf{0,90})\ (\mathbf{1.243,91}\ kN) = \mathbf{1.119,52}\ kN$

Se debe cumplir que el cortante último sea menor o igual a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

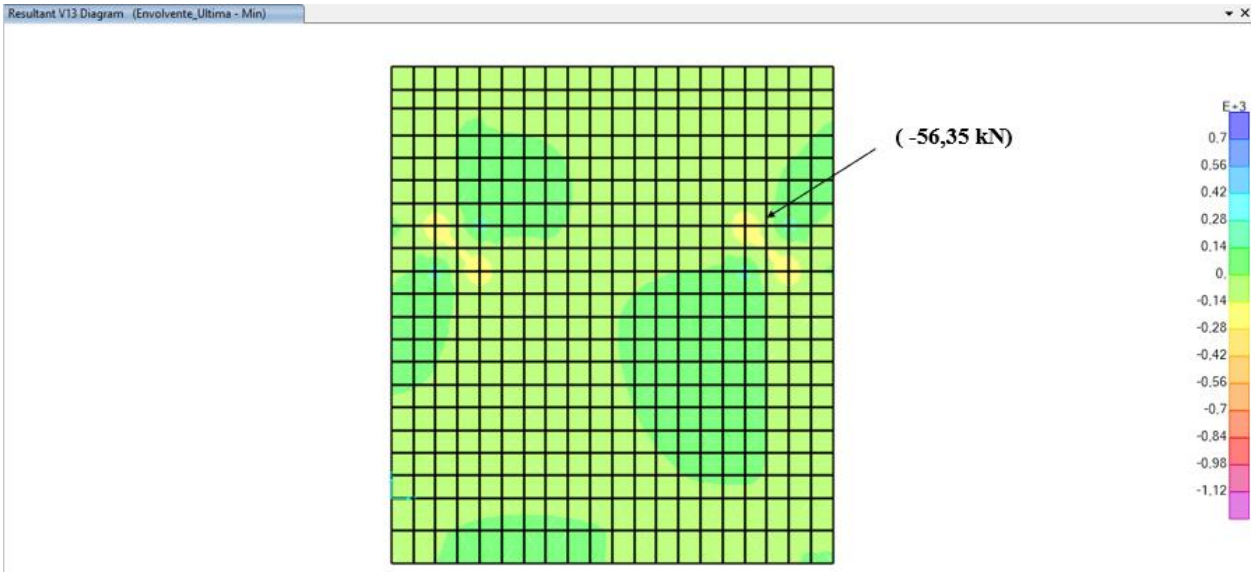
$\boldsymbol{V_u \leq \varphi V_c}$

Se examina el cortante último V13 en la sección crítica a d/2 del borde de la viga, es decir, a 0,33 m del centroide de la viga. En la Figura 44 y 45 se visualizan estos cortantes.

Nota. Los cortantes fueron obtenidos en la sección critica a d/2 de la cara de la viga.

Figura 44

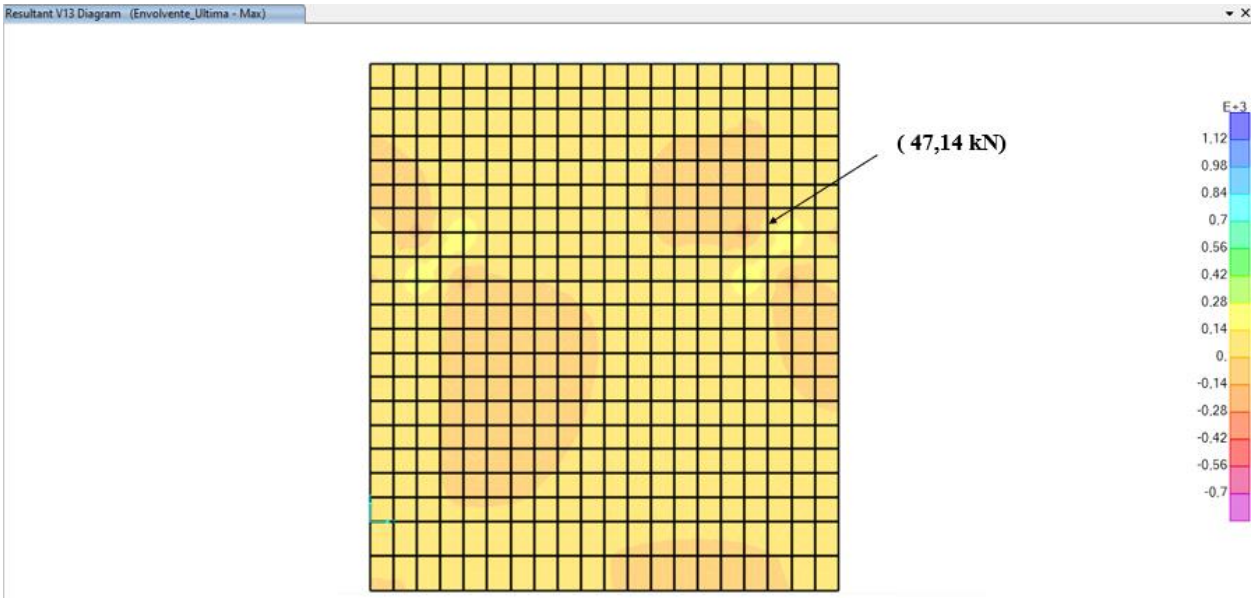
Cortante mínimo de diseño V13 en la sección crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Figura 45

Cortante máximo de diseño V13 en la sección crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

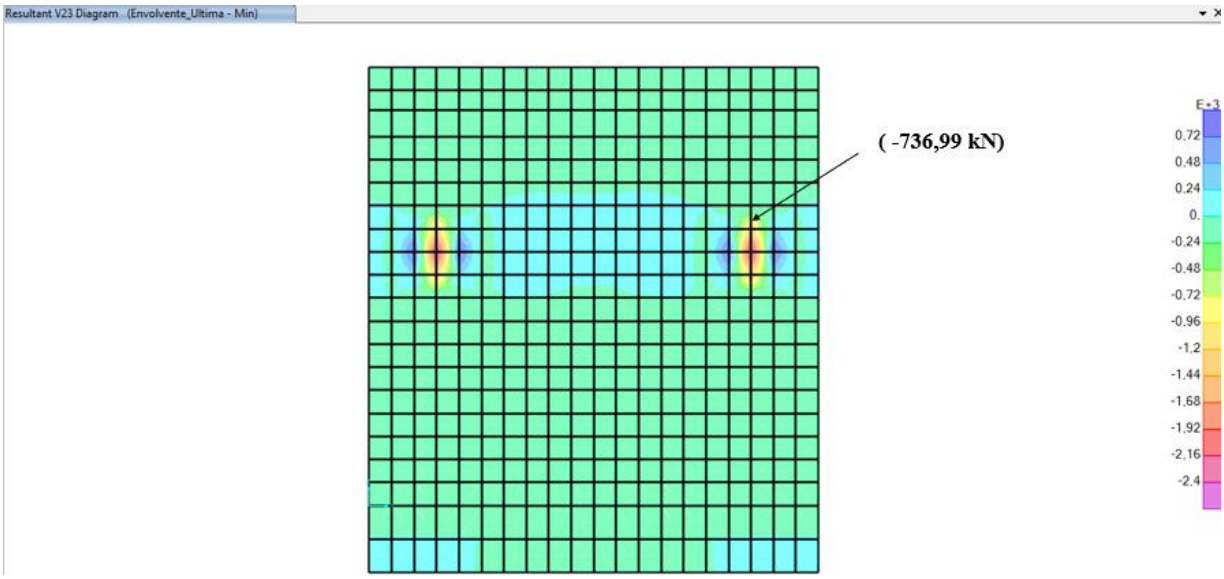
Verificación de los cortantes:

V13 (mínimo)	**V13 (máximo)**
$V_{u,\frac{d}{2}} = 26{,}95\ kN$	$V_{u,\frac{d}{2}} = 13{,}19\ kN$
56,35 kN < **1.119,52** kN **Cumple**	**47,14** kN < **1.119,52** kN **Cumple**

El cortante actuante a d/2 del borde de la viga es inferior a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, por lo tanto, no necesita refuerzo por cortante. Por último, la Figura 46 y 47 muestran el cortante mínimo y máximo en la sección crítica, a d/2 del borde de la viga V23.

Figura 46

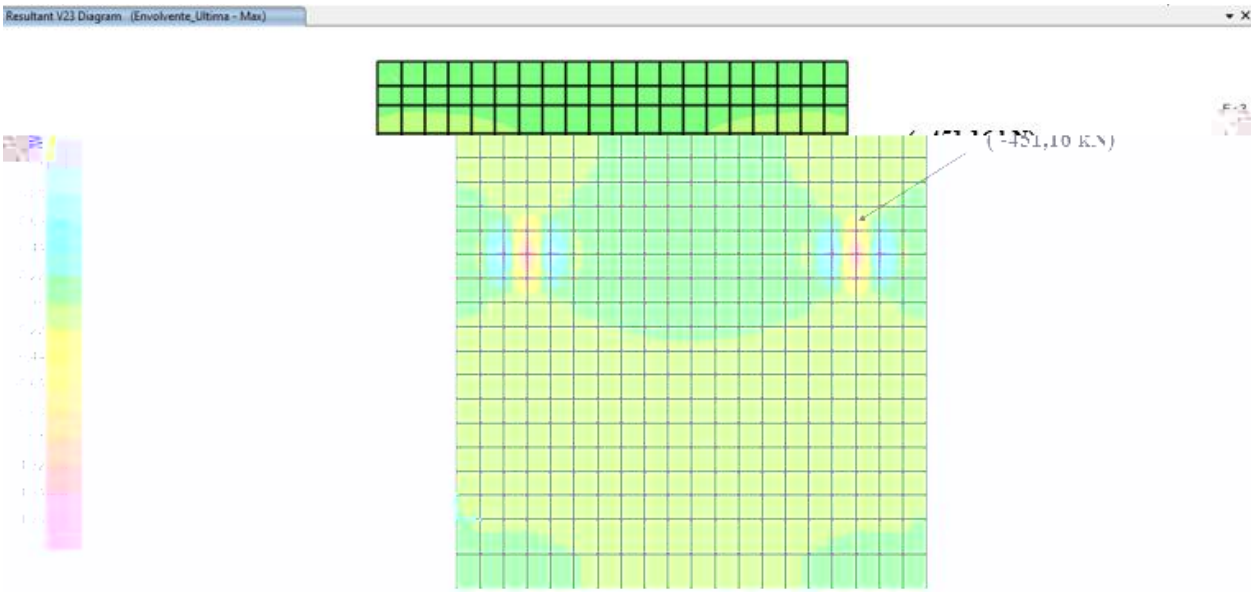
Cortante mínimo de diseño V23 en la sección crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Figura 47

Cortante máximo de diseño V23 en la sección crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Verificación de los cortantes:

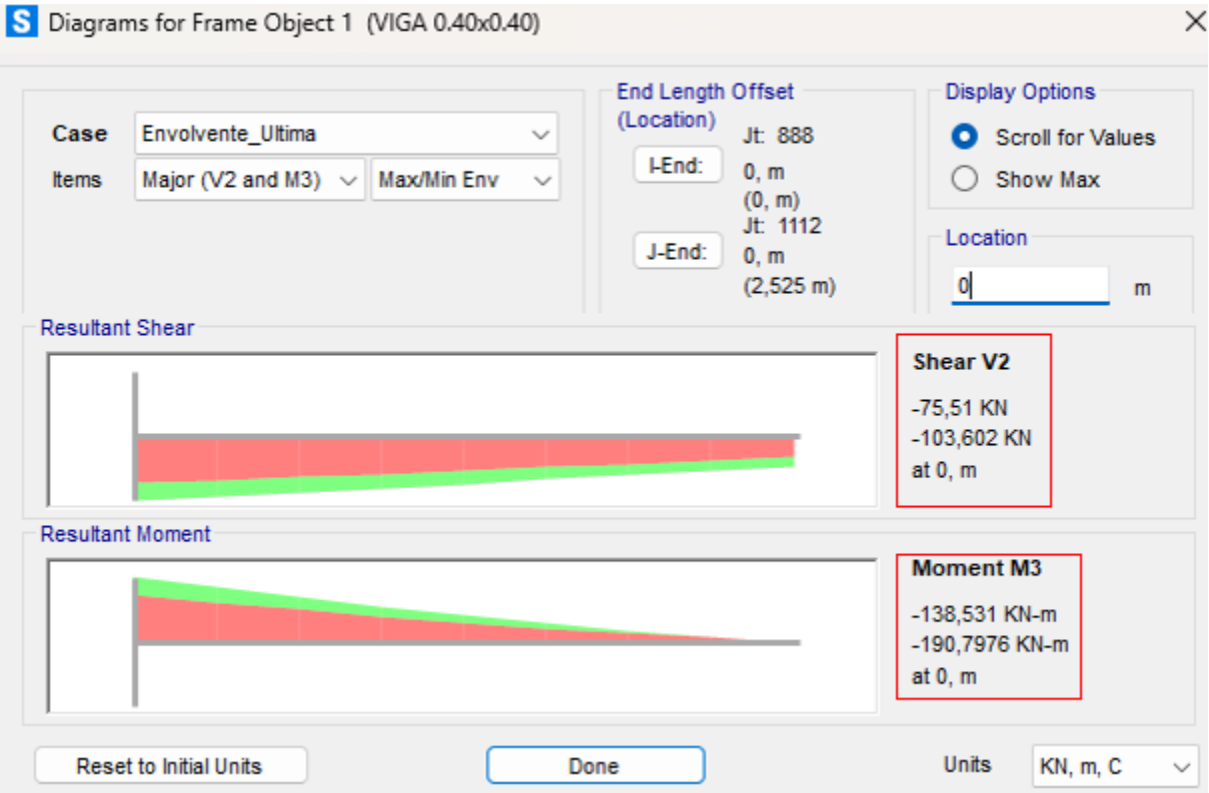
V23 (mínimo)	**V23 (máximo)**
$V_{u,\frac{d}{2}} = 226{,}48\ kN$	$V_{u,\frac{d}{2}} = 131{,}99\ kN$
736,99 kN < **1.119,52** kN **Cumple**	**451,16** kN < **1.119,52** kN **Cumple**

Los cortantes actuantes a d/2 del borde de la viga son menores a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto al punzonamiento, por lo tanto, no es necesario implementar refuerzo por cortante.

4.2.3.3 Viga de contrapeso (0,40 m x 0,40 m) cant:2 Und. Para el diseño a flexión de la viga de contrapeso, se considera el momento máximo y mínimo, M33, así como el cortante V22 ver Figura 48.

Figura 48

Diagrama de momento y cortante de la primera viga



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

4.2.3.3.1 Diseño a flexión. Dado que los momentos M33, son negativos, se selecciona el de mayor magnitud absoluta para el diseño del acero superior de la viga. Por otro lado, el acero inferior se diseñará utilizando la cuantía mínima requerida.

Propiedades mecánicas:

$f'_C = 28\,MPa$ y $f_y = 420\,MPa$

Cálculo del refuerzo superior:

$b = 0{,}40\,m;\ h = 0{,}40\,m\ ;\ recubrimiento = 0{,}075\,m;\ d = 0{,}325\,m$

$M_u = 190{,}8\,kN.m$

Cuantía calculada:

$$\rho_{calculada} = \frac{0{,}85 f'_c}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.M_u}{\varphi(0{,}85)\, f'_c\, .b.d^2}}\right]$$

$$\rho_{calculada} = \frac{0{,}85(28)}{420}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.(190{,}8)}{0{,}90(0{,}85)\,(28.000)\,.(0{,}40).(0{,}325)^2}}\right] = 0{,}013571$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{mín} = \frac{0{,}25\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0{,}00315$$

$$\rho_{mín} = \frac{1{,}4}{f_y} = 0{,}0033$$

Se escoge la mayor cuantía mínima de las dos anteriormente calculadas.

$\rho_{calculada} > \rho_{mín}$

$0{,}013571 > 0{,}0033$; Por lo tanto, la cuantía de diseño es 0,013571.

Área de diseño A_S:

$A_S = \rho_{diseño}\,.b.d$

$A_S = (0{,}013571)\,(400\,mm)\,(325\,mm) = 1.764\,mm^2$

Se sugieren 5 barras # 6 y 1 barra # 7 (1807 mm^2); Se procede a verificar que la cantidad y disposición del acero propuesto se ajusten correctamente en la sección de la viga:

$(2\,)(rec) + (\#barras)\,(d_b) + (\#barras)\,(d_b) + (\#barras - 1)(2{,}54cm) + (2\,)\,(d_{b_e}) \leq b$

entonces;

$(2\,)(7{,}50cm) + (5)(1{,}91cm) + (1)(2{,}22cm) + (6-1)(2{,}54\,cm) + (2\,)\,(0{,}95) = 41{,}37cm > 40\,cm$

No cumple.

Dado que las seis barras previamente definidas no caben dentro de la sección, procedemos a agregar una segunda fila de acero y recalculamos la nueva altura efectiva "d".

$\boldsymbol{d} = 0{,}40\,m - 0{,}075\,m - \dfrac{0{,}0222\,m}{2} = 0{,}3139\,m$

Determinamos la cuantía utilizando la altura efectiva "d" recalculada.

$$\rho = \frac{0{,}85(28)}{420}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.(190{,}8)}{0{,}90(0{,}85)\,(28.000)\,.(0{,}40).(0{,}3139)^2}}\right] = 0{,}01472$$

Cálculo del área de acero:

$A_S = (0{,}01472)\,(400\,mm)\,(313{,}9\,mm) = 1.848{,}03\,mm^2$

Se propone 7 barras # 6 (1988 mm^2), distribuidas en una primera fila de cinco barras y una segunda fila de dos barras**.** Se verifica que el acero suministrado en la primera fila quepa en la sección de la viga:

$(2\,)(rec) + (\#barras)\,(d_b) + (\#barras - 1)(2{,}54cm) + (2)\,(d_{b_e}) \leq b$ entonces;

$(2)(7{,}50cm) + (5)(1{,}91cm) + (5-1)(2{,}54\,cm) + (2\,)(0{,}95) = 36{,}61\,cm < 40\,cm$ **OK.**

Se verifica que el acero suministrado en la segunda fila quepa en la sección de la viga:

$(2\ )(rec) + \ (\#barras)(d_b) + (\#barras - 1)(2{,}54cm) + (2)(d_{b_e}) \leq \ b$ entonces;

$(2)\ (7{,}50\ cm) + (2)(1{,}91cm) + (2-1)(2{,}54\ cm)\ + (2)(0{,}95) = 23{,}26\ cm\ <\ 40\ cm$ **OK.**

Cálculo del refuerzo inferior:

$b\ =\ 0{,}40\ m;\ h\ =\ 0{,}40\ m;\ rec =\ 0{,}075\ m;\ d\ =\ 0{,}325\ m$

$M_u =\ 0\ kN.m$

En este caso, el diseño se hace por cuantía mínima $\rho_{mín} =\ 0{,}0033$

Área de diseño As:

$A_S =\ \rho_{diseño}\ .b.d$

$A_S =\ (0{,}0033)\ (400\ mm)\ (325\ mm)\ =\ 429\ mm^2$

Se sugieren 2 barras # 6 (568 mm^2) y se verifica que el acero propuesto quepa en la sección de la viga:

$(2)(rec) + \ (\#barras)(d_b) + (\#barras - 1)(2{,}54cm) + (2)(d_{b_e})\ \leq\ b$ entonces;

$(2)(7{,}50\ cm) +\ (2)(1{,}91cm) + (2-1)(2{,}54\ cm) + (2)(0{,}95)\ =\ 23{,}26\ cm\ <\ 40\ cm$ **OK.**

4.2.3.3.2 Diseño a cortante. Para el diseño a cortante se tienen en cuenta los siguientes términos y criterios.

$V_{ud}\ =\ Fuerza\ cortante\ a\ una\ distancia\ d$

$\phi V_n = Resistencia\ nominal\ al\ cortante$

$\phi V_c =\ Resistencia\ nominal\ al\ cortante\ proporcionada\ por\ el\ concreto$

$\phi V_s =\ Resistencia\ nominal\ al\ cortante\ proporcionada\ por\ el\ refuerzo\ a\ cortante$

Los requisitos mínimos para el diseño a cortante son los siguientes;

Si $\phi V_n \leq \frac{\phi V_c}{2}$; no requiere refuerzo transversal

Si $\phi V_c > \phi V_n \geq \frac{\phi V_c}{2}$; se requiere refuerzo transversal mínimo.

Donde; $\phi V_c = \phi\ 0{,}17 \sqrt{f'_c}\ b\ d$

Si $\phi V_s \leq \phi\ 0{,}33\ \sqrt{f'_c}\ b_w\ d$ entonces, $S \leq \frac{d}{2}$ ó $600\ mm$

Si $\phi V_s \geq \phi\ 0{,}33\ \sqrt{f'_c}\ b_w\ d$ entonces, $S \leq \frac{d}{4}$ ó $300\ mm$

Cortante último: $V_u = 103{,}60\ kN$

Cortante último a una distancia d: $V_{ud} = 89{,}27\ kN$

Cálculo de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto:

$$\phi V_c = \phi\ 0{,}17\lambda \sqrt{f'_c}\ b\ d \rightarrow \phi V_c = (0{,}75)\ (0{,}17)(1{,}00)\ \sqrt{28}\ (0{,}40)\ (0{,}33)\ (1000) = 87{,}71\ kN$$

$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c \rightarrow \phi V_s = 89{,}27\ kN - 87{,}71\ kN = 1{,}56\ kN$$

$\phi V_s = 1{,}56\ kN < \phi V_c$ **OK.**

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \rightarrow \phi V_n = 87{,}71\ kN + 1{,}56\ kN = 89{,}27\ kN$$

Considerando que;

$$\phi V_s \leq \phi\ 0{,}33\ \sqrt{f'_c}\ b_w\ d$$

$$1{,}56 \leq 0{,}75\ (0{,}33)\ \sqrt{28}\ (0{,}40)\ 0{,}325\ (1.000) \rightarrow 1{,}56\ kN < 170{,}25\ kN$$

Por ende, la separación según el criterio anterior será la menor entre:

$$S \leq \frac{d}{2} \text{ ó } 600\ mm$$

$\frac{d}{2} = \frac{0{,}325\ m}{2} = 0{,}16\ m$; La menor separación es la correspondiente a 0,16 m.

Separación de los estribos en la zona central:

$$\frac{d}{2} = \frac{0{,}325\ m}{2} = 0{,}16\ m$$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor valor entre:

- d/4 (0,08 m),
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor tamaño (0,15 m),
- 24 veces el diámetro nominal de la barra del estribo de confinamiento (0,23 m),
- 300 mm (0,30 m) (de acuerdo con la NSR-10, C.21.3.4.6).

Para una barra # 3, el menor espaciamiento de los cuatro mencionados corresponde a d/4.

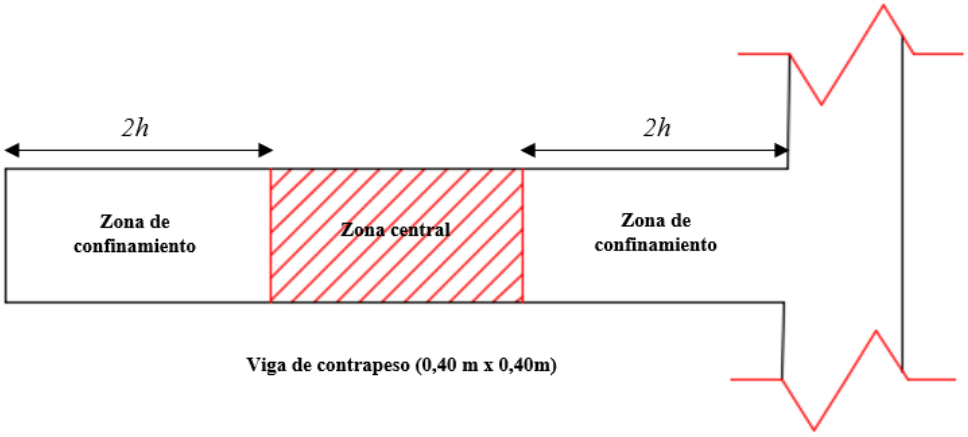
$$\frac{d}{4} = \frac{0{,}325\ m}{4} = 0{,}08\ m$$

Para las zonas de confinamiento, $2h = 2(0{,}40\ m) = 0{,}80\ m$, se dispone de estribos ϕ 3/8"@ 0,08 m.

Para la zona central, calculada como $2{,}35\ m - 0{,}8\ m - 0{,}8\ m = 0{,}75m$, se emplean estribos ϕ 3/8"@ 0,16 m (ver Figura 49).

Figura 49

Diagrama de cortante y momento de la segunda viga.



Nota. Autor 2.024.

La segunda viga igual que la primera, presenta el mismo momento M33 y cortante V22, por lo tanto, el diseño a flexión y cortante es igual para ambas vigas del muro.

4.2.3.4 Contrapeso cant:2 Und. Los dos contrapesos que forman parte del muro están diseñados en concreto ciclópeo, compuesto por un 60% de concreto de 17,5 MPa y un 40% de piedra rejoneada de 20 cm. En el proceso de modelación en el software comercial SAP2000, estos contrapesos se colocaron como una carga puntual al final de las vigas, calculando el peso de la siguiente manera:

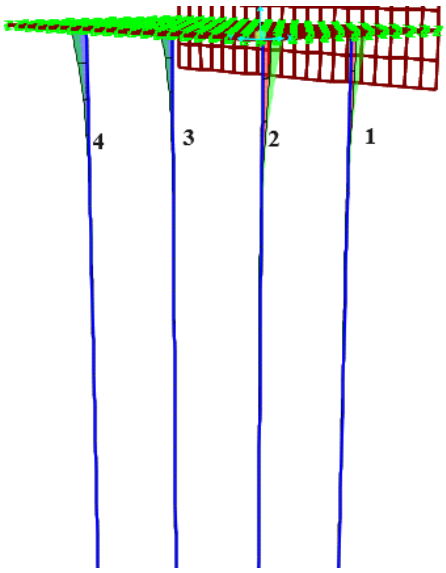
$$Carga\ puntual\ de\ contrapeso\ =\ 1{,}20\ m\ (1{,}20\ m)\ 1{,}20\ m\ (22\ kN/m^3)\ =\ 38{,}02\ kN$$

4.2.3.5 Pilotes. En el proceso de modelación en el software comercial SAP2000, se crearon los frame de los pilotes considerando sus propiedades geométricas y de material. Posteriormente, cada frame de pilote se discretizó en 20 unidades, a las cuales en cada unión (joint) se les asignaron resortes transversales en los ejes X - Y, así como resortes longitudinales en el eje Z, con la finalidad de simular el contacto con el suelo.

A continuación, se presenta la numeración asignada a cada pilote para su identificación en el diseño (ver Figura 50).

Figura 50

Numeración de pilotes en muro de contención tipo New Jersey (Central)



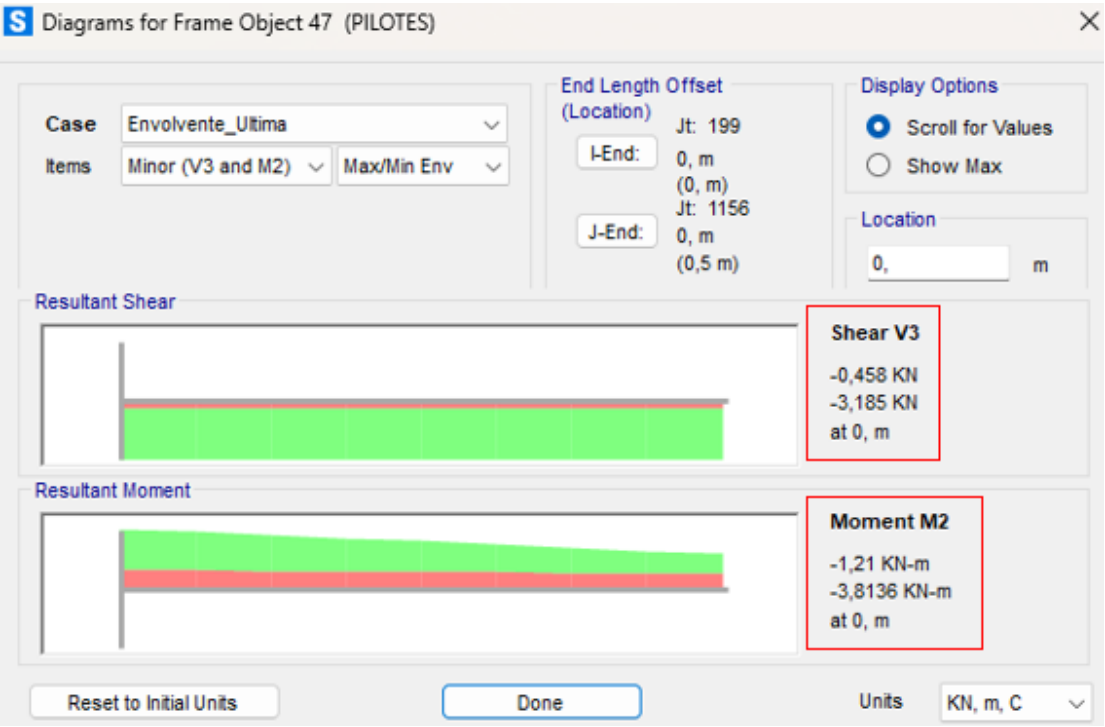
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

La Figura 51 muestra el momento máximo M22 y cortante máximo V33 que actúan en el pilote 1. Estos valores se determinaron mediante el software comercial SAP2000 licenciado por

la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña, el cual corresponde al archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Figura 51

Diagrama de momento y cortante del pilote # 1



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

4.2.3.5.1 Diseño a flexión pilote # 1. Se elige el momento de mayor magnitud en valor absoluto, que para este caso es de 3,81 kN·m

Propiedades mecánicas:

$f'_c = 28\ MPa$ y $f_y = 420\ MPa$

Cálculo del refuerzo longitudinal:

$D = 0{,}40\ m$; $rec = 0{,}075\ m$

$M_u = 3{,}81\ kN.m$

Cálculo de la cuantía:

$$\rho_{cal} = \frac{0{,}85 f'_c}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.M_u}{\varphi(0{,}85)\, f'_c\, .b.d^2}}\right]$$

$b = 0{,}40\ m;\ d = (0{,}80\ m)(D)\ ;\ d = 0{,}80\ m\ (0{,}40m) = 0{,}32\ m\ ;\ \varphi = 0{,}90$

$$\rho_{cal} = \frac{0{,}85(28)}{420}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.(3{,}81)}{(0{,}90)(0{,}85)\ (28.000).(0{,}40).(0{,}32)^2}}\right] = 0{,}0002466$$

Cuantía mínima (CCP-14, 5.13.4.6.2b):

$\rho_{mín} = 0{,}005$

Se usa la cuantía mínima para el cálculo del área de acero As, ya que $\rho_{cal} < \rho_{mín}$.

$$A_S = \rho_{mín}\left(\frac{\pi\, D^2}{4}\right) \rightarrow A_S = 0{,}005\left(\frac{\pi\ (400mm)^2}{4}\right) = 628{,}32\ mm^2$$

Se opta por 6 barras # 4 → $A_S = 6\ (129\ mm^2) = 774\ mm^2$

Cálculo de la separación libre entre barras:

$$S_{b\ libre} = \frac{[\pi(D - 2rec)] - \#barras.d_b}{\#barras}$$

$$S_{b\ libre} = \frac{[\pi(40cm - 2(7{,}50\ cm))] - 6(1{,}27\ cm)}{6} = 11{,}82\ cm$$

A continuación, Se debe tener en cuenta los siguientes criterios de separación entre barras.

Separación máxima: 20 cm (CCP-14, C5.10.11.4.1.d-3)

Separación mínima, la menor entre:

- 4 cm,
- 2,54 cm,
- 1,5 d_b → 1,5 (1,27 cm) = 1,91 cm

La separación libre entre barras calculada anteriormente cumple según los criterios de la norma CCP-14, por lo tanto, el refuerzo longitudinal definido es 6 barras ϕ1/2".

4.2.3.5.2 Diseño por cortante pilote # 1. Cortante último: $V_u = 3{,}185\ kN$

Fuerza cortante que aporta el concreto:

$\phi V_c = \phi\ 0{,}17\lambda \sqrt{f'_c}\ b\ d$

$b = D\ ;\ d = 0{,}90\left[\frac{D}{2} + \frac{(D-2rec)}{\pi}\right]$ → $d = 0{,}90\left[\frac{0{,}40}{2} + \frac{(0{,}40-2(0{,}075))}{\pi}\right]$= 0,25 m (CCP-14, C5.8.2.9)

$\phi V_c = (0{,}75)0{,}17(1{,}00)\sqrt{28}\ (0{,}40)(0{,}25)(1.000) = 67{,}47\ kN$

$V_u < \phi V_c \rightarrow\ 3{,}185\ kN < 67{,}47\ kN$

Zona de confinamiento: Conforme a las especificaciones del CCP-14, la longitud de la zona de confinamiento debe ser el mayor valor entre 2 veces el diámetro del pilote o 60 cm (5.13.4.6.3b, CCP-14). En este caso, 2(D) equivale a 2(40 cm), resultando en 80 cm.

La separación dentro de la zona de confinamiento debe ser de 7,5 cm, según lo establecido en el CCP-14 (5.13.4.6.3d). De acuerdo con los requisitos, se definen estribos ϕ 3/8" @ 0,075 m para la zona de confinamiento.

El refuerzo transversal para la zona no confinada debe ser por lo menos de barras # 3, con una separación de 225 mm, según las especificaciones del CCP-14 (5.13.4.6. 3d). El acero transversal definido para la zona no confinada corresponde a estribos ϕ 3/8"@ 0,225 m.

Los pilotes 2, 3 y 4 comparten el mismo diseño de refuerzo para flexión y cortante que fue previamente calculado. Esto se debe a que tienen consideraciones de diseño iguales, ya que sus momentos y fuerzas cortantes son bajos, como se muestra a continuación:

Pilote 2: $M_u = 4{,}81\ kN.m$; $V_u = \ 3{,}89\ kN$

Pilote 3: $M_u = 3{,}81\ kN.m$; $V_u = \ 3{,}18\ kN$

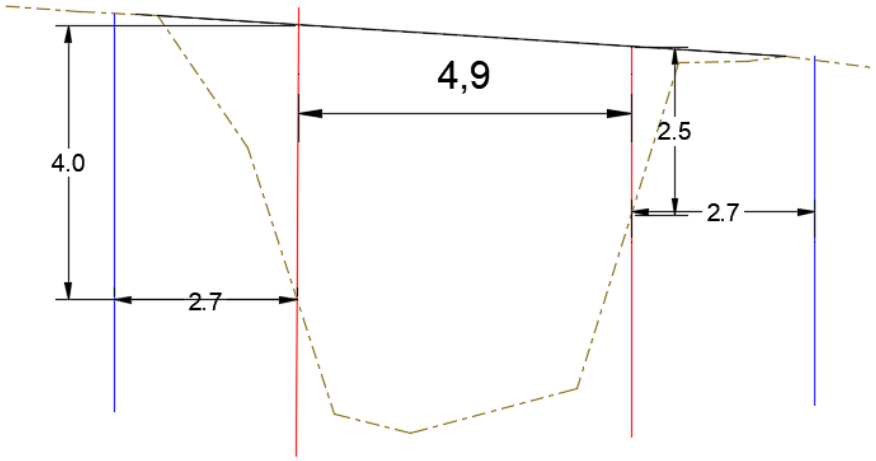
Pilote 4: $M_u = 4{,}81\ kN.m$; $V_u = \ 3{,}89\ kN$

4.2.4 Definición y estabilidad local de los muros laterales que completan el tramo de perdida de banca

Como se observa en la Figura 52, ante la pérdida de banca en el perfil longitudinal, se planifica la creación de dos muros en los extremos del muro principal previamente diseñado. Estos nuevos muros serán responsables de cubrir el resto de la zona afectada, y su longitud de análisis será de 2,70 m. Es importante destacar que, a pesar de que el tramo izquierdo presenta una pérdida de banca de 4,00 m y el tramo derecho de 2,50 m, ambos muros se diseñarán con la misma altura.

Figura 52

Ubicación de los muros laterales, en corte longitudinal de la perdida de banca



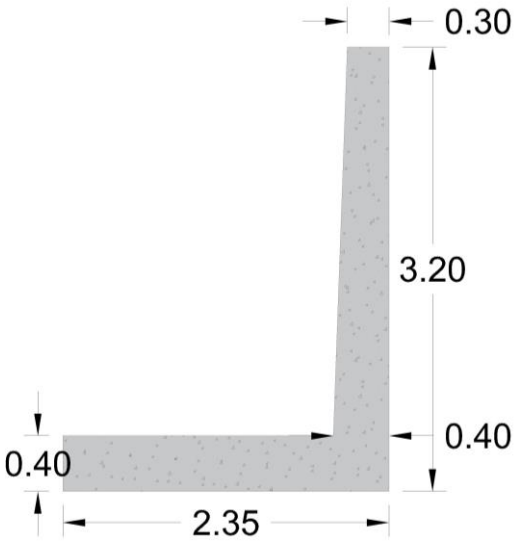
Nota. Autor 2.024.

Siguiendo el mismo procedimiento aplicado al muro principal, estos nuevos muros también experimentan un desplazamiento de un metro desde el andén y una disminución en altura de 0,80 m, alcanzando una altura final de H = 3,20 m. La longitud de análisis para estos muros se mantiene en 2,70 m. En términos de especificaciones, se estableció un espesor de 0,30 m para la corona y de 0,40 m para la base del vástago. La zarpa fue diseñada con un ancho de 2,35 m y un espesor de 0,40 m (ver Figura 53).

Dado que ambos muros laterales comparten los mismos parámetros y condiciones de terreno, se opta por diseñar uno que represente a ambos.

Figura 53

Dimensiones del muro lateral 1 y 2



Nota. Autor 2.024.

Definidas las dimensiones del muro se procede a evaluar su estabilidad local.

Datos de la geometría del muro:

H total =	3,20 m
Altura del Vástago =	2,80 m
Espesor Zarpa =	0,40 m
Espesor de la corona del vástago =	0,30 m
Espesor de la base del vástago =	0,40 m
Ancho libre de la Zarpa =	1,95 m
Ancho total de la Zarpa =	2,35 m
Longitud de análisis =	2,70 m
Altura de suelo =	2,80 m

Seguidamente, se presentan los datos geotécnicos empleados en el cálculo de las fuerzas que inciden sobre los muros laterales.

Datos geotécnicos:

γ suelo =	16 kN/m^3
$\emptyset$ =	38°
β =	1°
i =	3°
δ =	10°
A_a =	0,20 g
μ =	0,50
K_v =	0
K_h =	0,10
K_a=	0,24
K_{AE} =	0,29
K_{eq} =	0,06
γ concreto =	24 kN/m^3
Suelo =	Relleno

Con la geometría del muro y los datos del suelo definidos, procedemos al cálculo de las fuerzas que actúan sobre la estructura.

- **Carga muerta, DC**

$$\boldsymbol{DC_{barrera}} = \mathbf{5}\ kN$$

Nota. Dato obtenido del libro ingeniería de puentes de Samuel Montero Vargas (Montero Vargas , 2010).

$$DC_{zarpa} = (0{,}40\ m)\ 2{,}35\ m\ (2{,}70\ m)\ \ 24\ kN/m^3 = \ 60{,}91\ kN$$

$$DC_{vástago1} = (0{,}30\ m)\ 2{,}80\ m\ (2{,}70\ m)\ \ 24\ kN/m^3 = \ 54{,}43\ kN$$

$$DC_{vástago2} = \left(\frac{0{,}10\ m\ x\ 2{,}80\ m}{2}\right)\ 2{,}70\ m\ (24\ kN/m^3) = 9{,}07\ kN$$

$$\boldsymbol{DC_{New\ Jersey} = \ 60{,}91\ kN\ +\ 54{,}43\ kN\ +\ 9{,}07\ kN = \ 124{,}42\ kN}$$

- **Carga de relleno, EV**

$$EV\ 1\ = (2{,}80\ m)\ 1{,}95\ m\ (2{,}70\ m\ )\ 16\ kN/m^3\ = \ 235{,}87\ kN$$

$$EV\ 2\ = \ \left(\frac{0{,}10\ m\ x\ 2{,}80\ m}{2}\right)\ 2{,}7\ m\ (16\ kN/m^3)\ \ = \ 6{,}05\ kN$$

$$\boldsymbol{EV\ =\ 235{,}87\ kN\ +\ 6{,}05\ kN\ =\ 241{,}92\ kN}$$

- **Presión lateral de tierras, EH**

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

$$\boldsymbol{EH\ =\ \frac{1}{2}\ (16\ kN/m^3)(3{,}20\ m)^2\ (0{,}24)(2{,}70\ m) =\ 52{,}62\ kN}$$

- **Carga sísmica o seudo estática (Mononobe Okabe), EQ M-O**

$$EQ_{M-O}\ = \frac{1}{2}\gamma . H^2 (1 - K_v) K_{AE}$$

$$EQ_{M-O} = \ \frac{1}{2}\ (16\ kN/m^3)\ (3{,}20\ m)^2 (1 - 0)(0{,}29)(2{,}70\ m) = \ 64{,}90\ kN$$

$$\boldsymbol{\Delta E_{AE}\ =\ EQ_{M-O}\ -\ EH\ =\ 64{,}90\ kN\ -\ 52{,}62\ kN\ =\ 12{,}28\ kN}$$

- **Carga sísmica inercial peso propio, EQ $_{\textbf{inercial}}$**

$EQ_{inercial} = DC_{New\ Jersey}\ x\ K_h$

$\boldsymbol{EQ_{inercial} = 124,42\ kN\ x\ 0,10 = 12,44\ kN}$

Para el cálculo de la sobrecarga viva y la carga de colisión vehicular, se consideran los requisitos establecidos en el CCP-14, de acuerdo con las especificaciones aplicadas al muro principal.

- **Sobrecarga viva, LS**

$h_{eq} = 600\ mm$

$LS = K_a * \gamma_{suelo} * h_{eq} * 10^{-3}$

$\boldsymbol{LS = (0,24)(16\ kN/m^3)(600\ mm\ x\ 10^{-3})(3,20\ m)(2,70\ m) = 19,73\ kN}$

- **Colisión vehicular, CT**

De la tabla A13.2-1 del CCP-14 se obtiene:

$\boldsymbol{Fuerza\ transversal = 60\ kN}$

$\boldsymbol{Fuerza\ Vertical = 20\ kN}$

$Longitud\ F_t = 1{,}22\ m$

$Longitud\ F_v = 5{,}50\ m$

$Altura\ de\ aplicación\ F = 0{,}46\ m$

$Mín\ altura\ barrera = 0{,}685\ m$

A continuación, se presentan las cargas y momentos correspondientes a cada estado límite de resistencia y evento extremo.

Muestra de cálculo:

$DC_{Barrera}$ = 5,00 kN

ELR I_1 → (5,00 kN) 1,25 = 6,25 kN; ELR I_2 → (5,00 kN) 0,90 = 4,50 kN

ELEE I → (5,00 kN) 1,25 = 6,25 kN; ELEE II → (5,00 kN) 1,25 = 6,25 kN

Tabla 9

Cargas verticales que influyen en el muro lateral 1 y 2

Cargas verticales (kN)		**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
DC Barrera	5,00	6,25	4,50	6,25	6,25
DC New Jersey	124,42	155,52	111,97	155,52	155,52
DC	129,42	161,77	116,47	161,77	161,77
EV	241,92	326,59	241,92	326,59	326,59
CT	20,00	0,00	0,00	0,00	20,00
	ΣV	**488,36**	**358,39**	**488,36**	**508,36**

Nota. Autor 2.024.

Muestra de cálculo:

EH = 52,62 kN

ELR I_1 → (52,62 kN) 1,50 = 78,92 kN; ELR I_2 → (52,62 kN) 0,90 = 47,35 kN

ELEE I → (52,62 kN) 1,50 = 78,92 kN; ELEE II → (52,62 kN) 1,50 = 78,92 kN

Tabla 10

Cargas horizontales que influyen en el muro lateral 1 y 2

Cargas horizontales (kN)		**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
EH	52,62	78,92	47,35	78,92	78,92
EQ M-O	12,28	0,00	0,00	12,28	0,00
EQ inercial PP	12,44	0,00	0,00	12,44	0,00
CT	60,00	0,00	0,00	0,00	60,00
LS	19,73	34,53	34,53	9,87	9,87
	ΣH	**113,45**	**81,88**	**113,51**	**148,79**

Nota. Autor 2.024.

Muestra de cálculo:

DC = 83,51 kN.m

ELR I_1 → (83,51 kN.m) 1,25 = 104,39 kN.m; ELR I_2 → (83,51 kN.m) 0,90 =75,16 kN.m

ELEE I → (83,51 kN.m) 1,25 = 104,39 kN.m; ELEE II → (83,51 kN.m) 1,25 = 104,39 kN.m

Tabla 11

Momentos ocasionados por las cargas verticales

Momento estabilizador M_V (kN.m)		**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
DC	83,51	104,39	75,16	104,39	104,39
CT	3,00	0,00	0,00	0,00	3,00
EV	326,54	440,83	326,54	440,83	440,83
	Σ M_V	**545,22**	**401,70**	**545,22**	**548,22**

Nota. Autor 2.024.

Muestra de cálculo:

LS = 31,57 kN.m

ELR I_1 → (31,57 kN.m) 1,75 = 55,25 kN.m; ELR I_2 → (31,57 kN.m) 1,75 = 55,25 kN.m

ELEE I → (31,57 kN.m) 0,50 = 15,78 kN.m; ELEE II → (31,57 kN.m) 0,50 = 15,78 kN.m

Tabla 12

Momentos ocasionados por las cargas horizontales

Momento de vuelco M_H (kN.m)		**ELR I_1**	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
EH	56,12	84,19	50,51	84,19	84,19
EQ M-O	23,58	0,00	0,00	23,58	0,00
EQ inercial PP	13,93	0,00	0,00	13,93	0,00
CT	164,40	0,00	0,00	0,00	164,40
LS	31,57	55,25	55,25	15,78	15,78
	Σ M_H	**139,43**	**105,76**	**137,48**	**264,37**

Nota. Autor 2.024.

A continuación, se realiza la verificación del muro mediante un análisis de estabilidad local, abordando aspectos de volcamiento y deslizamiento.

calculó del factor de seguridad al volcamiento:

$$\boldsymbol{FS_{volc} = \frac{\Sigma M_V}{\Sigma M_H} \geq 2,00}$$

Muestra de cálculo:

ELR I_1 → $FS_{volc} = \frac{545{,}22\ kN.m}{139{,}43\ kN.m} = 3{,}91$

Tabla 13

Cálculo del factor de volcamiento

	ELR I_1	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
Momento estabilizador M_V (kN.m**)**	545,22	401,70	545,22	548,22
Momento de vuelco M_H (kN.m**)**	139,43	105,76	137,48	264,37
¿Cumple?	OK	OK	OK	OK
FS_{volc}	3,91	3,80	3,97	2,07

Nota. Autor 2.024.

calculó del factor de seguridad al deslizamiento:

Coeficiente de fricción $\mu = 0{,}50$

Factores de seguridad de deslizamiento para estado límite de resistencia y evento extremo.

$\boldsymbol{\varphi = 1,0}$ Resistencia I (Tabla 11.5.7-1, CCP-14)

$\boldsymbol{\varphi = 1,0}$ Evento Extremo I (sección 11.5.8 CCP-14)

$$\boldsymbol{FS_{desl} = \frac{\mu.\Sigma V}{\Sigma H} \geq \varphi}$$

Muestra de cálculo:

ELR I_1 → $FS_{desl} = \frac{(0{,}50)\ 488{,}36\ kN}{113{,}45\ kN} = 2{,}15$

Tabla 14

Cálculo del factor de deslizamiento

	ELR I_1	**ELR I_2**	**ELEE I**	**ELEE II**
μ. ΣV (kN)	244,18	179,20	244,18	254,18
ΣH (kN)	113,45	81,88	113,51	148,79
¿Cumple?	OK	OK	OK	OK
FS_{desl}	2,15	2,19	2,15	1,71

Nota. Autor 2.024.

Asimismo, se lleva a cabo la verificación del asentamiento de los muros de contención laterales, mediante la comparación entre el esfuerzo transmitido por la zarpa (zapata) del muro y el esfuerzo admisible del suelo, como se detalla a continuación:

$q \rightarrow Carga\ que\ transmite\ la\ zarpa\ (zapata)$

$\sigma_{act} = \frac{q}{Area\ de\ la\ zapata} = \frac{887{,}41\ kN}{(2{,}35\ m)\ 2{,}70\ m} = 139{,}86\ kN/m^2$

$\sigma_{adm} = 250\ kN/m^2$ Según sección 4.2.1- Datos del suelo.

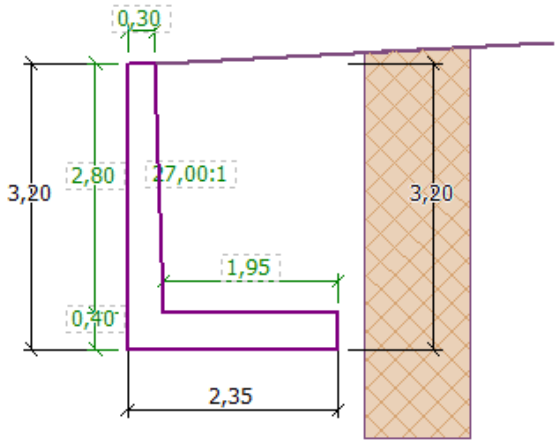
$\sigma_{act} \leq \sigma_{adm} \rightarrow 139{,}86\ kN/m^2 \leq 250\ kN/m^2$ **Cumple.**

No se presentan asentamientos ya que el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo admisible del suelo, asegurando una estabilidad local.

Finalmente, se realiza una evaluación de la estabilidad global de los muros de contención laterales utilizando el software comercial GEO 5, con licencia de la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña. Los resultados indican que el muro tiene una estabilidad global aceptable (ver Figura 54).

Figura 54

Análisis de estabilidad global en el software GEO 5, muro lateral 1 y 2



Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces :	F_a =	97,58	kN/m
Sum of passive forces :	F_p =	347,94	kN/m
Sliding moment :	M_a =	496,67	kNm/m
Resisting moment :	M_p =	1770,99	kNm/m

Factor of safety = 3,57 > 1,20

Slope stability ACCEPTABLE

Nota. Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION LATERAL 1 Y 2 H=3.2 La=2.7 GEO5 Cantilever Wall Fail”.

4.2.5 Diseño estructural de los elementos del muro de contención lateral 1 y 2

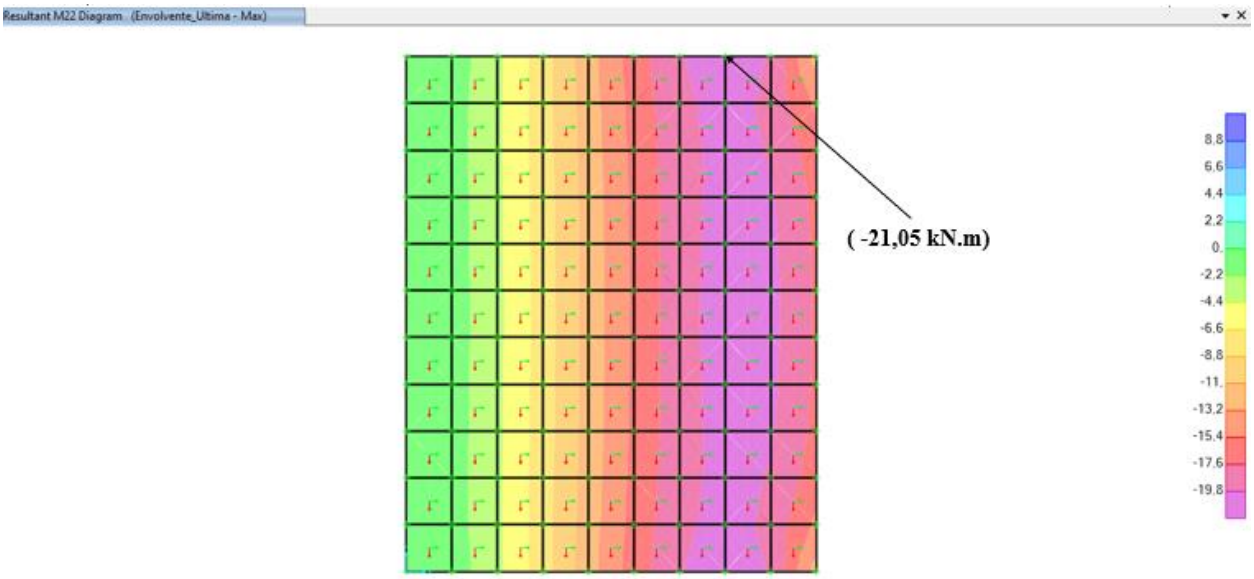
4.2.5.1 Diseño de la zarpa.

4.2.5.1.1 Diseño a flexión. Inicialmente, se procede al diseño del refuerzo principal, determinado por el momento máximo y mínimo (M22), como se ilustra en la Figura 55 y 56.

Nota. Las solicitaciones por flexión fueron obtenidas en la zona crítica, en el extremo de la zarpa cerca del vástago, donde se registra el mayor momento.

Figura 55

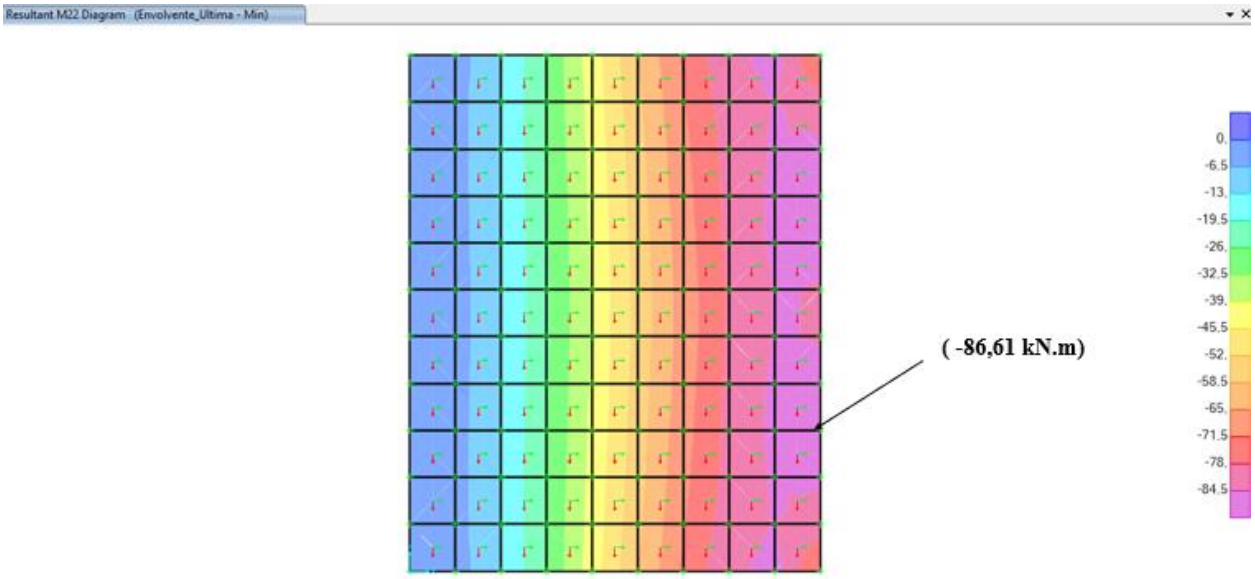
Momento máximo de diseño M22 en la zona crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File”.

Figura 56

Momento mínimo de diseño M22 en la zona crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

Debido a que el momento M22 máximo y mínimo resultaron ser negativos, se opta por seleccionar el de mayor magnitud en valor absoluto, que en este caso es de 86,61 kN·m, para definir el refuerzo superior. Por otra parte, el refuerzo inferior en esta región se calculará teniendo en cuenta la cuantía mínima requerida por retracción y temperatura.

Cuantía calculada:

$$\rho = \frac{0{,}85 f'_c}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.M_u}{\varphi(0{,}85)\, f'_c\,.b.d^2}}\right]$$

$\varphi = 0{,}90$ (5.5.4.2 del CCP-14); $b = 1{,}00\,m$; $h = 0{,}40\,m$; $rec = 0{,}075\,m$

$d = h - recubrimiento\ min$

$d = 0{,}40\,m - 0{,}075\,m = 0{,}325\,m$

Cuantía mínima:

$\rho_{mínima} = 0{,}0018$ (C.7.12.2.1 de la NSR-10)

Separación máxima entre barras:

$S_{máx.} = 0{,}45\,m$ (C.10.5.4 de la NSR-10)

Refuerzo principal (flexión):

(Refuerzo superior)

$M_u\ (kN.m) = 86{,}61$

$$\boldsymbol{\rho cal.} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{86,6})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})\,(28.000).(\mathbf{1}).(\mathbf{0,33})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}00221$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía calculada

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}00221\ (1.000mm)\ (325mm)$

$A_{S_{cal}} = 719{,}04\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\,máx.$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\ mm^2$

$S = \frac{129}{719{,}04} = 0{,}179$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo definido: N$_o$ 4

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0{,}22\,m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{129}{0{,}22} = 586{,}36\ mm^2$

(Refuerzo inferior)

Usamos la cuantía mínima para calcular el área de acero.

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}0018\ (1.000mm)\ (325mm)$

$A_{S_{cal}} = 585\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\,máx.$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\ mm^2$

$S = \frac{129}{585} = 0{,}22$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo definido: N$_o$ 4

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0{,}22\,m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{129}{0{,}22} = 586{,}36\ mm^2$

$S_{def} = 0{,}17\ m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$$A_{S_{def}} = \frac{129}{0{,}17} = 758{,}82\ mm^2$$

$$\boldsymbol{d = h - rec - \frac{\phi}{2}}$$

$$d = 400\ mm - 75\ mm - \frac{12{,}7mm}{2}$$

$$d = 318{,}65\ mm$$

Cuantía definida (ρ_{def})

$$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{758{,}82\ mm^2}{(1.000mm)(318{,}65mm)}$$

$$\rho_{def} = 0{,}0024$$

Refuerzo superior de ϕ1/2'' @ 0,17

$$\boldsymbol{d = h - rec - \frac{\phi}{2}}$$

$$d = 400\ mm - 75\ mm - \frac{12{,}7mm}{2}$$

$$d = 318{,}65\ mm$$

Cuantía definida (ρ_{def})

$$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{585\ mm^2}{(1.000mm)(318{,}65mm)}$$

$$\rho_{def} = 0{,}0018$$

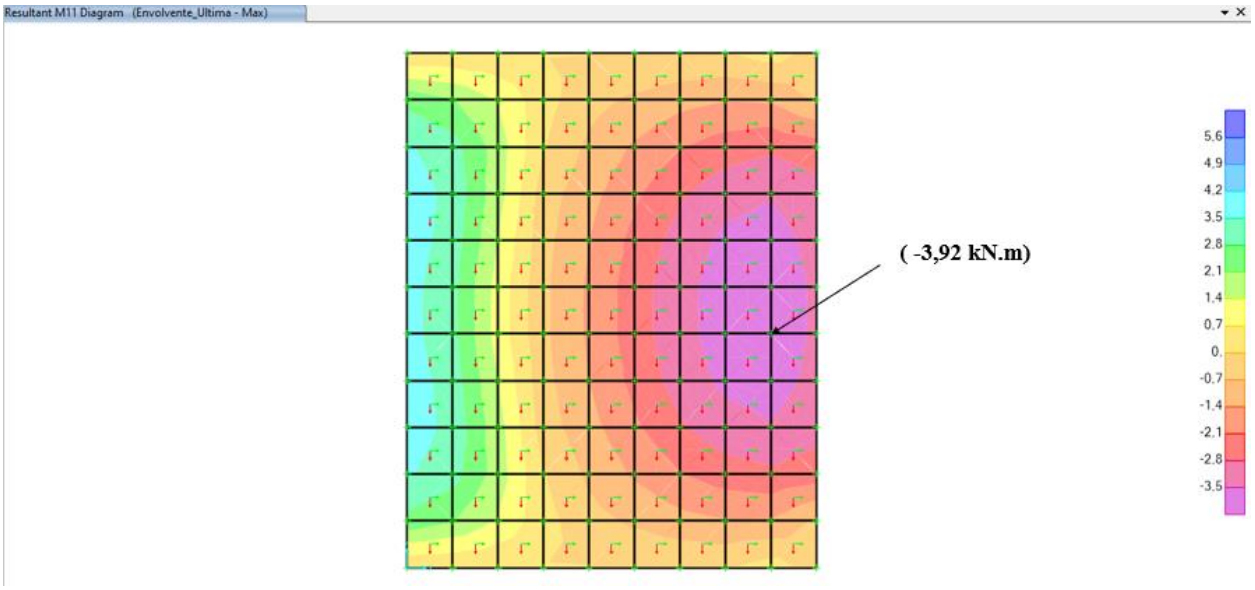
Refuerzo inferior de ϕ1/2'' @ 0,22

Para el cálculo del acero secundario (acero longitudinal) a flexión, se tiene en cuenta el momento máximo y mínimo M11, como se evidencia en la Figura 57 y 58, respectivamente.

Nota. Las solicitaciones por flexión fueron obtenidas en la zona crítica cerca al vástago, donde hay mayor concentración de momento.

Figura 57

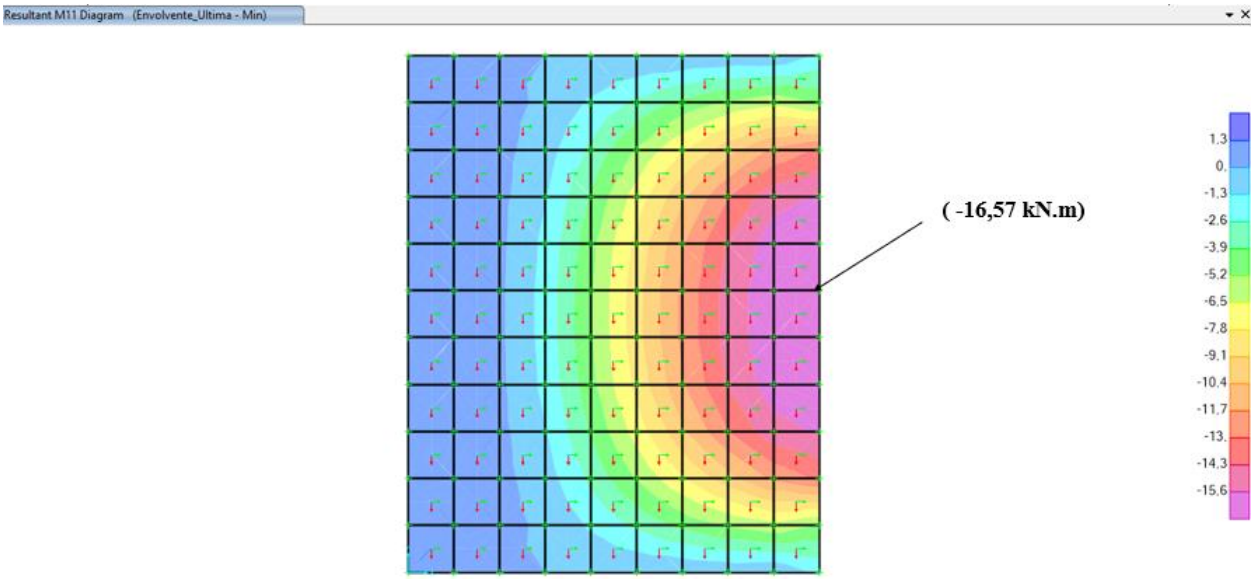
Momento máximo de diseño M11 en la zona crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

Figura 58

Momento mínimo de diseño M11 en la zona crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

Ya que el momento máximo y mínimo (M11) resultan ser negativos, se opta por seleccionar el de mayor magnitud en valor absoluto para el diseño del acero superior, siendo en este caso de 16,57 kN·m. En lo que respecta al acero inferior, se procede con el diseño considerando la cuantía mínima requerida por retracción y temperatura.

Refuerzo Secundario (Flexión):

El refuerzo se ubica al interior respecto al refuerzo principal.

$d = h - recubrimiento\ min - \boldsymbol{\phi}\ barra\ No4$

$d = 0{,}40\ m - 0{,}075\ m - 0{,}0127\ m = 0{,}3123\ m$

(Refuerzo superior)

$M_u\ (kN.m) = 16{,}57$

$$\boldsymbol{\rho cal.} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{16,57})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})\ (28.000).(\mathbf{1}).(\mathbf{0,31})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}00045$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía mínima

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}0018\ (1.000mm)\ (312{,}3mm)$

$A_{S_{cal}} = 562{,}14\ mm^2$

(Refuerzo inferior)

Usamos la cuantía mínima para calcular el área de acero

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}0018\ (1.000mm)\ (312{,}3mm)$

$A_{S_{cal}} = 562{,}14\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\ máx.$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}$; $S < S\,máx.$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\,mm^2$

$S = \frac{129}{562,14} = 0,229$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo definido: N$_o$ 4

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0,22\,m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{129}{0,22} = 586,36\,mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \phi\, barra\, No5 - \frac{\phi}{2}}$

$d = 400\,mm - 75\,mm - 12,7\,mm - \frac{12,7mm}{2}$

$d = 305,95\,mm$

Cuantía definida, (ρ$_{def}$)

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{586,36\,mm^2}{(1.000mm)(305,95mm)}$

$\rho_{def} = 0,0019$

Refuerzo superior de ϕ1/2'' @ 0,22

$S = \frac{129}{562,14} = 0,229$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo definido: N$_o$ 4

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0,22\,m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{129}{0,22} = 586,36\,mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \phi\, barra\, No5 - \frac{\phi}{2}}$

$d = 400\,mm - 75\,mm - 12,7\,mm - \frac{12,7mm}{2}$

$d = 305,95\,mm$

Cuantía definida, (ρ$_{def}$)

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{586,36\,mm^2}{(1.000mm)(305,95mm)}$

$\rho_{def} = 0,0019$

Refuerzo superior de ϕ1/2'' @ 0,22

4.2.5.1.2 Verificación de esfuerzo de corte. Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto V$_c$.

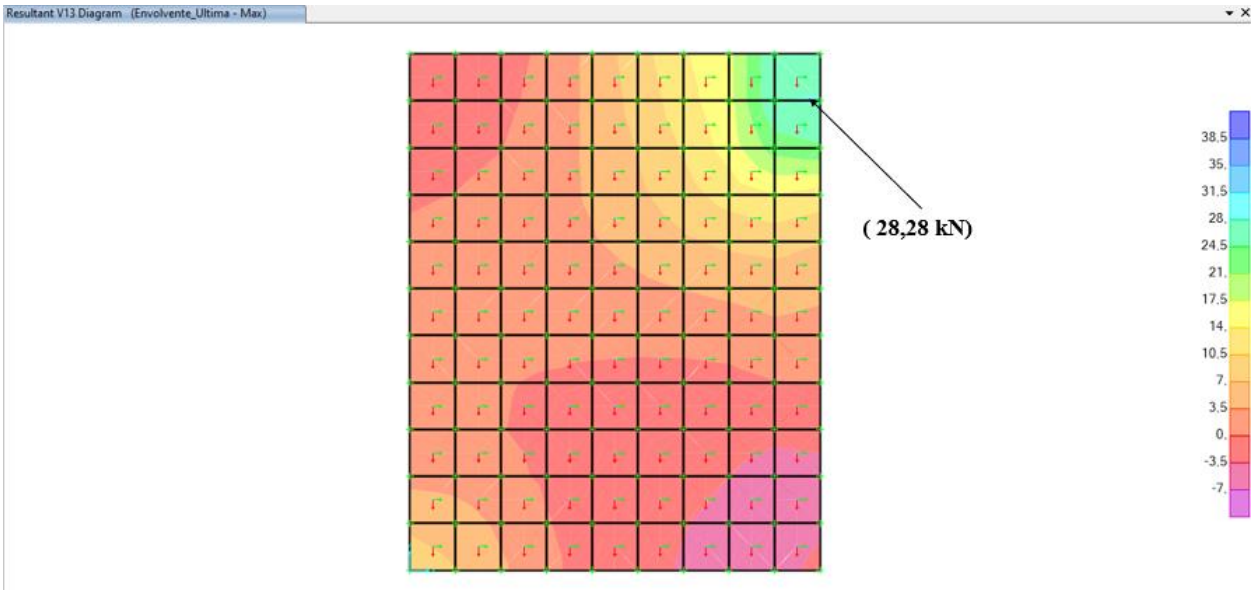
$\varphi = 0,90$ (5.5.4.2 del CCP-14)

$\lambda = 1,00$ (C.8.6.1 – NSR-10)

$\phi V_c = \phi\ 0{,}17\ \lambda \sqrt{f'_c}\ b\ d \rightarrow o \phi V_c = (0{,}90)\ (0{,}17)(1{,}00)\ \sqrt{28}\ (1{,}00)\ (0{,}31875)\ (1.000$ [illegible]^8

Figura 60

Cortante máximo de diseño V13 en la zona crítica para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

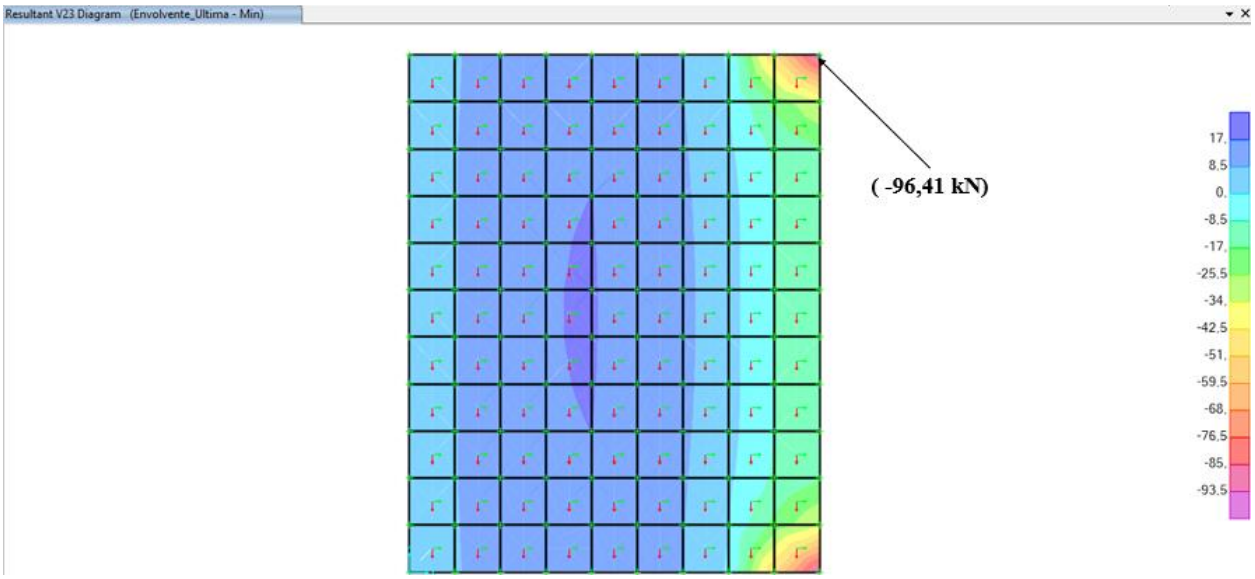
Verificación de los cortantes:

V13 (mínimo)	**V13 (máximo)**
$V_u = 28{,}28\ kN$	$V_u = 28{,}28\ kN$
28,28 kN < **257,98** kN **Cumple**	**28,28** kN < **257,98** kN **Cumple**

La Figura 61 y 62 muestra el cortante máximo y mínimo, V23, en la zarpa.

Figura 61

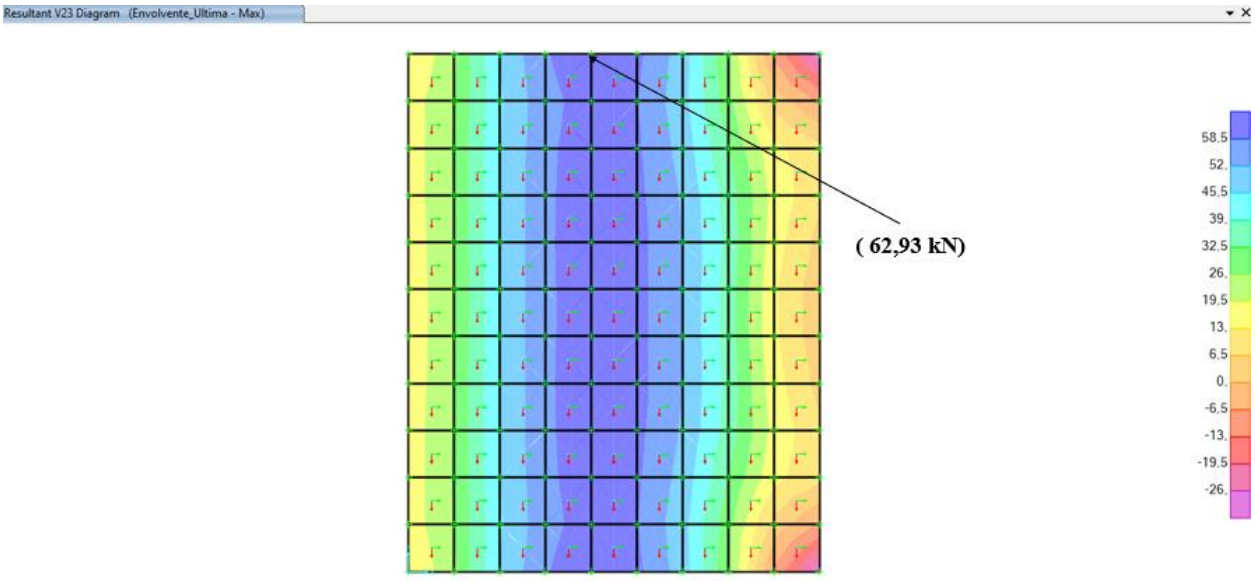
Cortante mínimo de diseño V23 para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File”.

Figura 62

Cortante máximo de diseño V23 para la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File”.

Verificación de los cortantes:

V23 (mínimo)	**V23 (máximo)**
$V_u = 96{,}41\ kN$	$V_u = 62{,}93\ kN$
96,41 kN < **257,98** kN **Cumple**	**62,93** kN < **257,98** kN **Cumple**

Ya que los cortantes actuantes son menores que la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, no se debe implementar refuerzo por cortante.

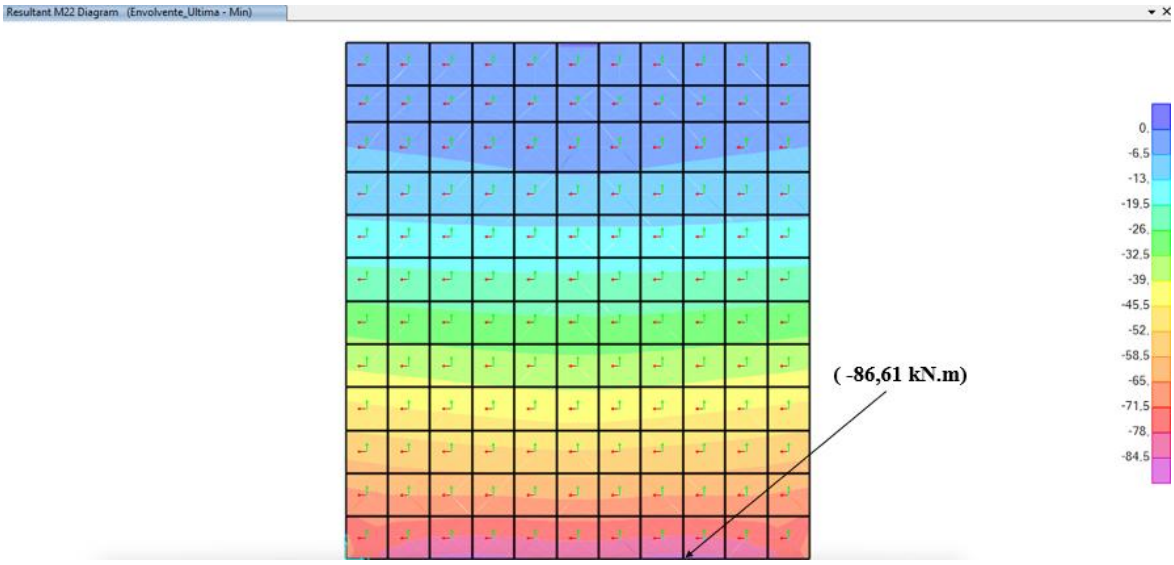
4.2.5.2 Vástago.

4.2.5.2.1 Diseño a flexión. Inicialmente, se procede al diseño del refuerzo vertical, considerando los momentos mínimos y máximos (M22), como se muestra en la Figura 63 y 64.

Nota. las solicitaciones por flexión fueron obtenidas en la zona crítica en la base del vástago.

Figura 63

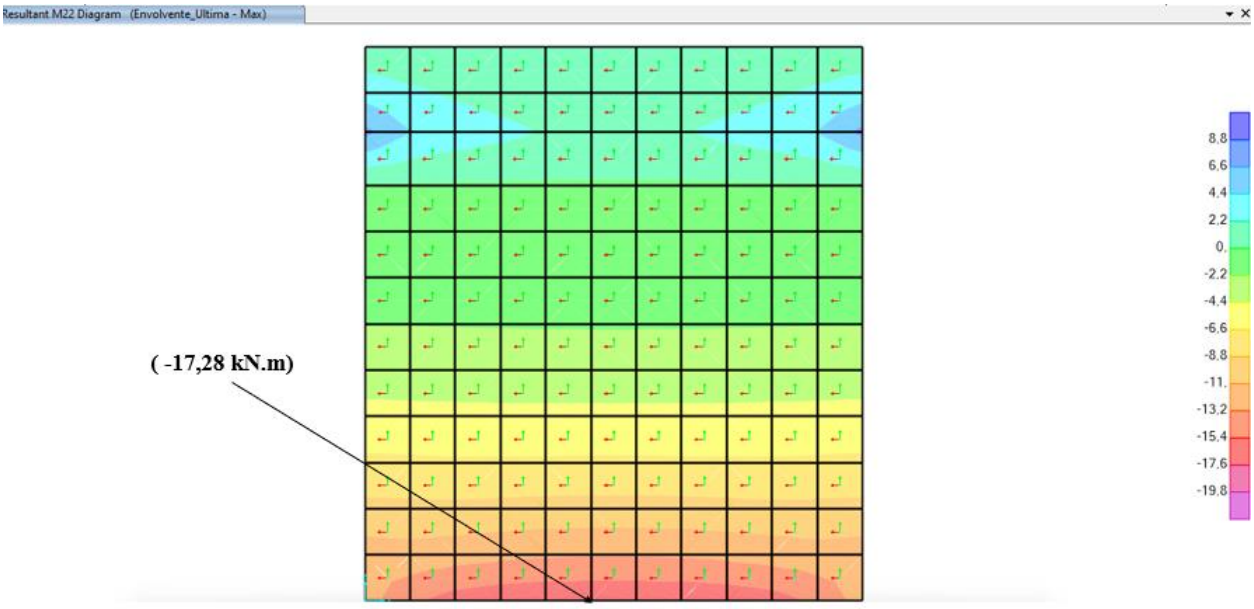
Momento mínimo de diseño M22 en la zona crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

Figura 64

Momento máximo de diseño M22 en la zona crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File”.

Dado que tanto el momento máximo y el mínimo (M22) son negativos, se opta por seleccionar el de mayor magnitud en valor absoluto para el diseño del acero cara exterior, siendo en este caso de 86,61 kN·m. Por otro lado, para el diseño del acero de la cara interior (cara del relleno) se considera la cuantía mínima.

Cuantía calculada:

$$\rho = \frac{0{,}85 f'_C}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.M_u}{\varphi(0{,}85)\, f'_C\, .b.d^2}}\right]$$

$\varphi = 0{,}90$ (5.5.4.2 del CCP-14); $b = 1{,}00\ m$; $h = 0{,}35\ m$

$d = h - recubrimiento\ min$

$d = 0{,}35\ m - 0{,}075\ m = 0{,}275\ m$

Cuantía mínima para refuerzo vertical

$\rho_{mínima} = 0{,}0018$ (C.7.12.2.1 de la NSR-10)

Cuantía mínima para refuerzo horizontal

$\rho_{mínima} = 0{,}0020$ (C.14.3.3 de la NSR-10)

Separación máxima entre barras:

$S_{máx.} = 0{,}45\ m$ (C.10.5.4 de la NSR-10)

Diseño del refuerzo vertical:

(Refuerzo vertical cara exterior)

$M_u(kN.m) = 86{,}61$

$$\rho = \frac{0{,}85(28)}{420}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.(86{,}61)}{0{,}90(0{,}85)\,(28.000)\,.\,(1).\,(0{,}275)^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}003115$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía calculada

$A_{S_{calculada}} = \rho\, b\, d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}003115(1.000mm)\,(275mm)$

$A_{S_{cal}} = 856{,}74\, mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\,máx.$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\, mm^2$

$S = \frac{129}{856{,}74} = 0{,}151$; es menor que la S máx.

Refuerzo definido: N$_o$ 4

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0{,}15\, m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{129}{0{,}15} = 860\, mm^2$

$\boldsymbol{d = h - \frac{\phi}{2} - rec}$

$d = 350\, mm - \frac{12{,}7\, mm}{2} - 75\, mm$

(Refuerzo vertical cara interior)

Usamos la cuantía mínima para calcular el área de acero

$A_{S_{calculada}} = \rho\, b\, d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}0018(1.000mm)\,(275mm)$

$A_{S_{cal}} = 495\, mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\,máx.$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\, mm^2$

$S = \frac{129}{495} = 0{,}261$; es menor que la S máx.

Refuerzo definido: N$_o$ 4

Separación entre barras definida, (S$_{def}$)

$S_{def} = 0{,}22\, m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{129}{0{,}22} = 586{,}36\, mm^2$

$\boldsymbol{d = h - \frac{\phi}{2} - rec}$

$d = 350\, mm - \frac{12{,}7\, mm}{2} - 75\, mm$

$d = 268{,}65\, mm$

Cuantía definida, (ρ_{def})

$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{586{,}36\, mm^2}{(1.000mm)(268{,}65mm)}$

$d = 268{,}65\ mm$

Cuantía definida, (ρ_{def})

$$\rho_{def} = \frac{A_{S_{def}}}{bd} = \frac{860\ mm^2}{(1.000mm)(268{,}65\ mm)}$$

$\rho_{def} = 0{,}0032$

Refuerzo cara exterior de ϕ1/2'' @ 0,15

$\rho_{def} = 0{,}002183$

Refuerzo cara interior de ϕ1/2'' @ 0,22

A continuación, se calcula el momento nominal (φM_n) utilizando la cuantía obtenida a partir de una separación entre barras duplicada con respecto al cálculo de la separación anterior. Luego, se verifica que este momento nominal sea superior al momento último máximo y mínimo en la parte superior del vástago, con el objetivo de optimizar las prestaciones.

Cálculo del refuerzo vertical intermedio, cara exterior:

$S_{def} = 0{,}15\ m \rightarrow S = (0{,}15\ m)\ 2 = 0{,}30\ m$

$$\frac{1}{S} = \frac{1}{0{,}30} = 3{,}3 \cong 4\ barras$$

$A_S = (4)(129\ mm^2) = 516mm^2$

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{516\ mm^2}{(1.000)(268{,}65mm)} = 0{,}001921$$

Momento nominal φMn:

$$\varphi\ M_n = \varphi.\rho.f_y\left(1 - \frac{0{,}59\ \rho\ f_y}{f'_c}\right)(b)(d^2)$$

$$\varphi\ M_n = 0{,}9(0{,}001921)(420.000)\left(1 - \frac{0{,}59\ (0{,}001921)420}{28}\right)(1)\left(0{,}26865^2\right) = 51{,}52\ \text{kN.m}$$

Momento último de mayor concentración en la zona superior del vástago $M_u = 26{,}39\ kN.m$

$\boldsymbol{Mu < \varphi Mn \rightarrow 26{,}39\ kN.m < 51{,}52\ kN.m}$

El acero intermedio de la cara exterior del vástago tendrá una altura de 1,6 m.

Cálculo del refuerzo vertical intermedio, cara interior:

$S_{def} = 0{,}22\ m \rightarrow S = (0{,}22\ m)\ 2 = 0{,}44\ m$

$\frac{1}{S} = \frac{1}{0{,}44} = 2{,}27 \cong 3\ barras$

$A_S = (3)\ (129\ mm^2) = 387\ mm^2$

$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{387\ mm^2}{(1.000)(268{,}65mm)} = 0{,}00144$

Momento nominal φMn:

$$\varphi\ M_n = \varphi.\rho.f_y\left(1 - \frac{0{,}59\ \rho\ f_y}{f'_C}\right)(b)(d^2)$$

$$\varphi\ M_n = 0{,}9(0{,}00144)(420.000)\left(1 - \frac{0{,}59\ (0{,}00144)420}{28}\right)(1)\left(0{,}26865^2\right) = 38{,}78\ \text{kN.m}$$

Momento último en la zona superior del vástago $Mu = 7{,}18\ kN.m$

$\boldsymbol{M_u < \varphi\ M_n \rightarrow 7{,}18\ kN.m < 38{,}78\ kN.m}$

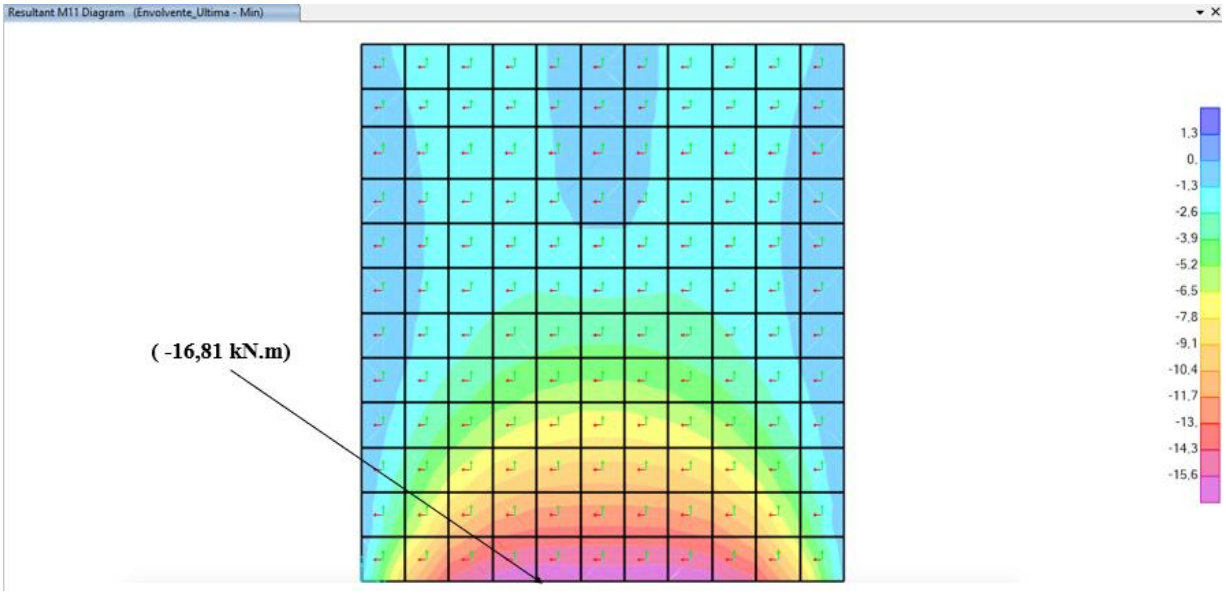
El acero vertical intermedio de la cara interior tendrá una altura de 1,6 m.

Para el diseño del refuerzo horizontal del vástago, se considera el momento mínimo y máximo (M11), como se ilustra en la Figura 65 y 66.

Nota. las solicitaciones por flexión fueron tomadas en la zona crítica en la base del vástago y en la parte superior, donde se evidencia la mayor concentración de momento máximo.

Figura 65

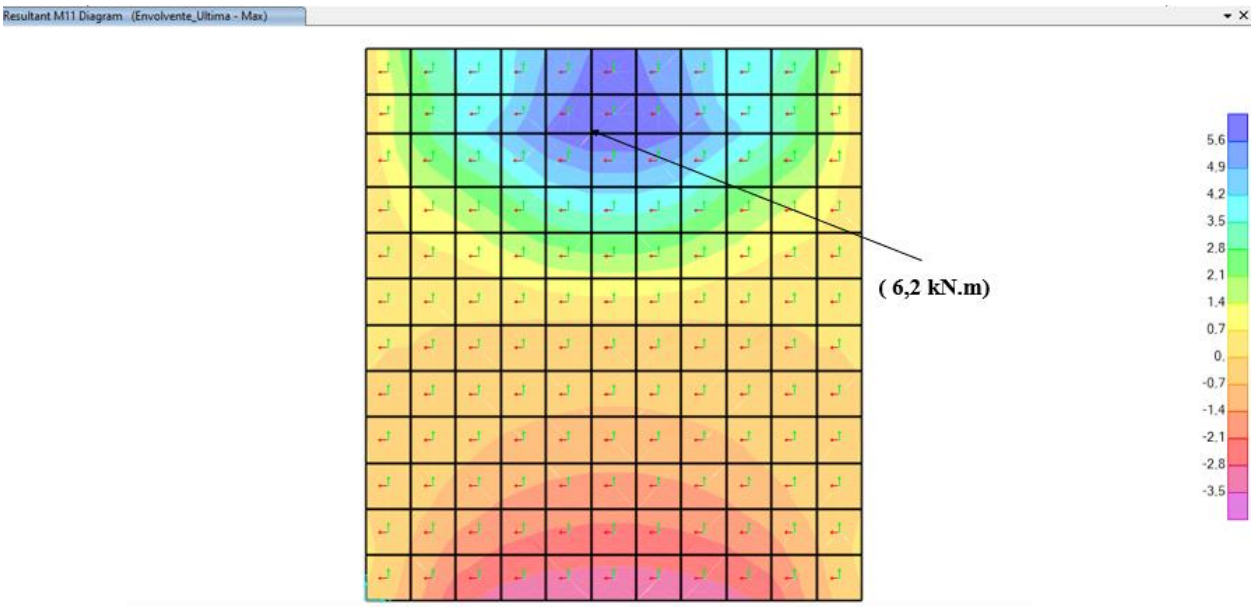
Momento mínimo de diseño M11 en la zona crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

Figura 66

Momento máximo de diseño M11 en la zona crítica para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

A continuación, se diseña el refuerzo horizontal de la cara interior (cara del rellano) con el momento máximo M11 obtenido. Asimismo, se diseñó el refuerzo horizontal de la cara exterior con el momento mínimo M11.

Refuerzo horizontal:

El refuerzo se ubica al interior respecto al refuerzo vertical.

$d = h - recubrimiento\ min - \boldsymbol{\phi}\ barra\ No4$

$d = 0{,}35m - 0{,}075\ m - 0{,}0127\ m = 0{,}2623\ m$

(Refuerzo horizontal cara exterior)

$M_u\ (kN.m) = 16{,}81$

$$\boldsymbol{\rho cal.} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{16,81})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})\ (28000).(\mathbf{1}).(\mathbf{0,26})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}00065$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía mínima

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}002\ (1.000mm)\ (262{,}30\ mm)$

$A_{S_{cal}} = 524{,}60\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\ máx.$

(Refuerzo horizontal cara interior)

$M_u\ (kN.m) = 6{,}2$

$$\boldsymbol{\rho cal.} = \frac{\mathbf{0,85}(28)}{420}\left[\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2}.(\mathbf{6,2})}{\mathbf{0,90}(\mathbf{0,85})\ (28000)\ .(\mathbf{1}).(\mathbf{0,26})^2}}\right]$$

$\rho_{calculada} = 0{,}00023$

$\rho_{calculada} > \rho_{mínima}$; usamos la cuantía mínima

$A_{S_{calculada}} = \rho\ b\ d$

$A_{S_{cal}} = 0{,}002\ (1.000mm)\ (262{,}30\ mm)$

$A_{S_{cal}} = 524{,}60\ mm^2$

Separación entre barras (S)

$S = \frac{A_b}{A_S}\ ;\ S < S\ máx.$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\ mm^2$

$S = \frac{129}{524,6} = 0{,}245$; es menor que la S máx.

Refuerzo definido: N$_o$ 4

Separación entre barras definida, (S_{def})

$S_{def} = 0{,}24\ m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{129}{0{,}24} = 537{,}5\ mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \phi\ barra\ \#5 - \frac{\phi}{2}}$

$d = 350\ mm - 75\ mm - 12{,}7\ mm - \frac{12{,}7mm}{2}$

$d = 255{,}95\ mm$

Cuantía definida, (ρ_{def})

$\rho_{def} = \frac{Asdef}{bd} = \frac{537{,}5\ mm^2}{(1.000mm)(255{,}95mm)}$

$\rho_{def} = 0{,}0021$

Refuerzo cara exterior de ϕ1/2'' @ 0,24

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\ mm^2$

$S = \frac{129}{524,6} = 0{,}245$; es menor que la S máx.

Refuerzo definido: N$_o$ 4

Separación entre barras definida, (S_{def})

$S_{def} = 0{,}24\ m$

Área de acero definida, ($A_{S_{def}}$)

$A_{S_{def}} = \frac{129}{0{,}24} = 537{,}5\ mm^2$

$\boldsymbol{d = h - rec - \phi\ barra\ \#5 - \frac{\phi}{2}}$

$d = 350\ mm - 75\ mm - 12{,}7\ mm - \frac{12{,}7mm}{2}$

$d = 255{,}95\ mm$

Cuantía definida, (ρ_{def})

$\rho_{def} = \frac{Asdef}{bd} = \frac{537{,}5\ mm^2}{(1.000mm)(255{,}95mm)}$

$\rho_{def} = 0{,}0021$

Refuerzo cara interior de ϕ1/2'' @ 0,24

4.2.5.2.2 Verificación de esfuerzo de corte. Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto V$_c$.

$\lambda = 1{,}00$ (C.8.6.1 – NSR-10)

$\varphi = 0{,}90$ (5.5.4.2 del CCP-14)

$\phi V_c = \phi\ 0{,}17\ \lambda \sqrt{f'_c}\ b\ d$

$\phi V_c = (0{,}90)\ (0{,}17)(1{,}00)\ \sqrt{28}\ (1{,}00)\ (0{,}26865)\ (1.000) = 217{,}50\ kN$

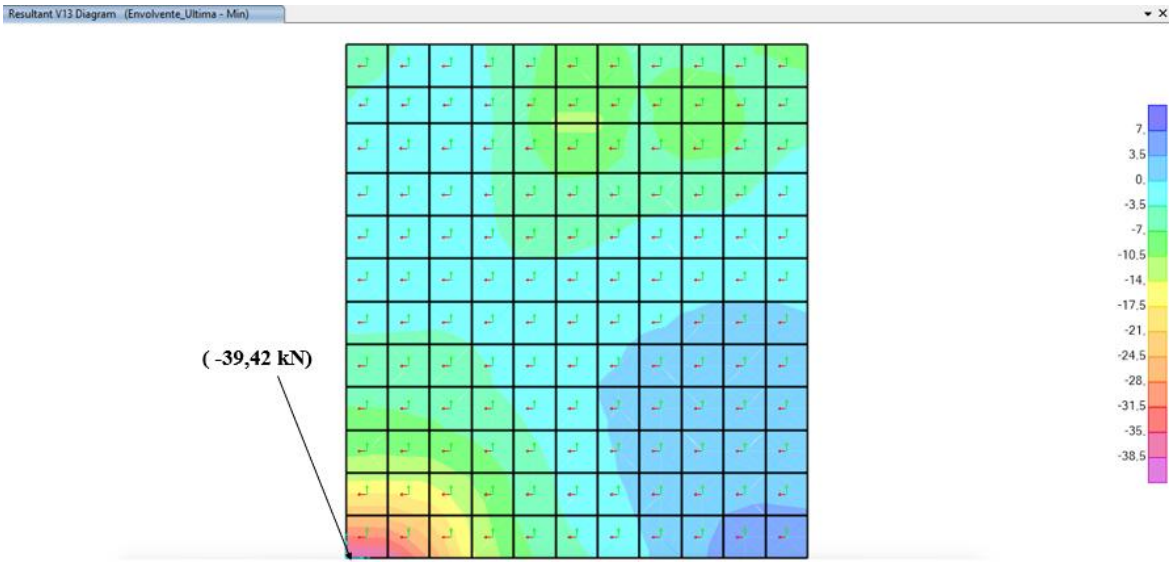
Se debe cumplir que el cortante último sea menor o igual a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

$$V_u \leq \varphi V_C$$

A continuación, se obtienen los cortantes mínimo y máximo (V13), en la base del vástago, en la Figura 67 y 68 se visualizan estos cortantes.

Figura 67

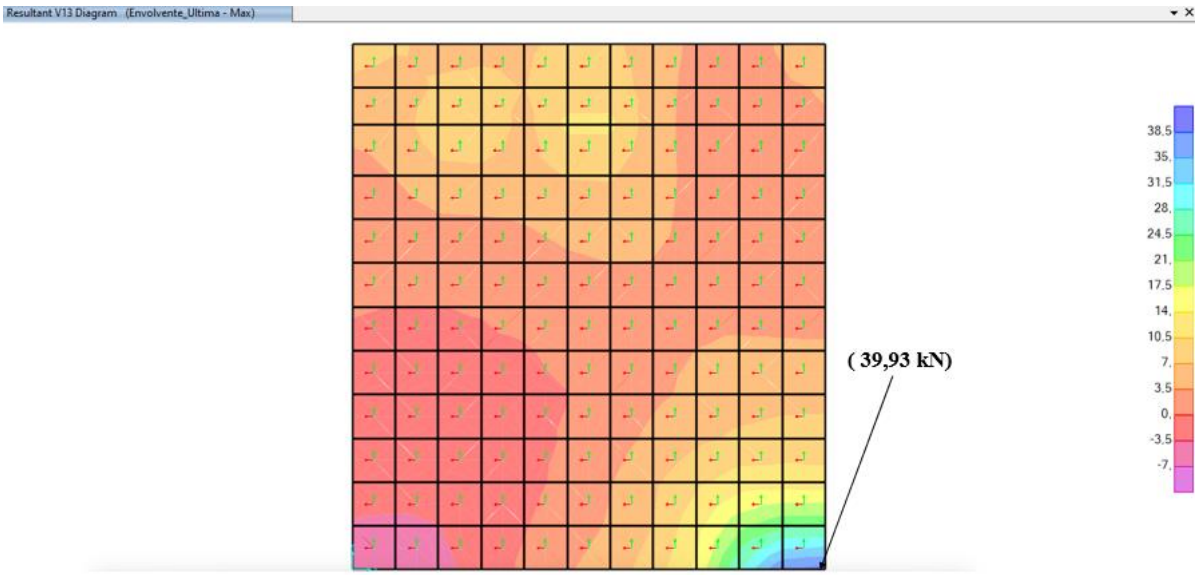
Cortante mínimo de diseño V13 para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

Figura 68

Cortante máximo de diseño V13 para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

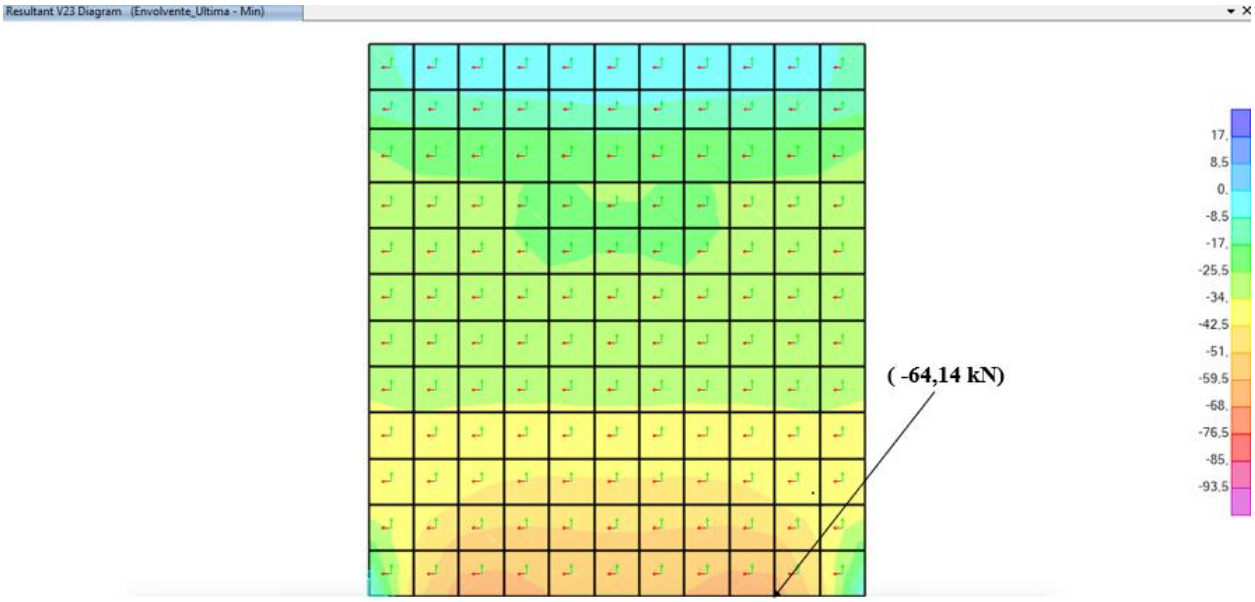
Verificación de los cortantes:

V13 (mínimo)	**V13 (máximo)**
$V_u = 39{,}42\ kN$	$V_u = 39{,}93\ kN$
39,42 kN < **217,5** kN **Cumple**	**39,93** kN < **217,5** kN **Cumple**

El cortante actuante es inferior a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, por lo tanto, no necesita refuerzo por cortante. Por último, la Figura 69 y 70 muestran el cortante mínimo y máximo (V23) en la base del vástago.

Figura 69

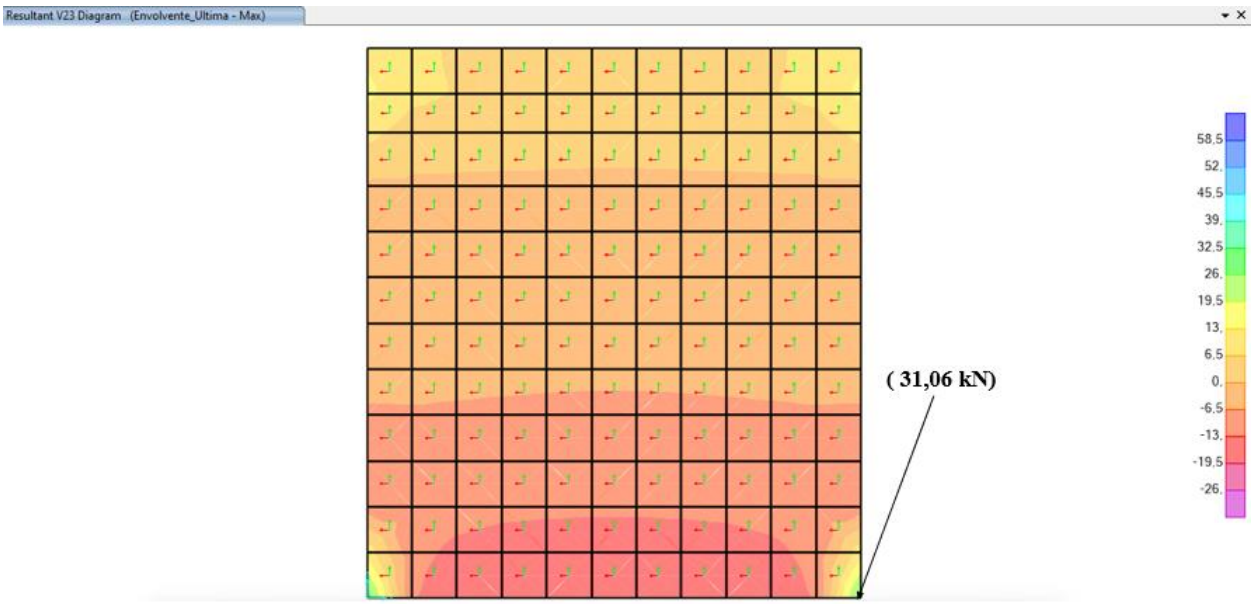
Cortante mínimo de diseño V23 para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File".

Figura 70

Cortante máximo de diseño V23 para el vástago



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO DE CONTENCION LATERAL H=3.2 La=2.7 SAP2000.sbd File”.

Verificación de los cortantes:

V23 (mínimo)	**V23 (máximo)**
$V_u = 64{,}14\ kN$	$V_u = 31{,}06\ kN$
64,14 kN < **217,5** kN **Cumple**	**31,06** kN < **217,5** kN **Cumple**

4.2.6 Muro de enlace de las zarpas

Este muro tiene la función de conectar la zarpa del muro tipo New Jersey (central) con las zarpas de los muros laterales 1 y 2, presenta un espesor de 0,25 m y una longitud de 1,95 m. El diseño del acero se llevará a cabo considerando la cuantía mínima.

4.2.6.1 Diseño a flexión del refuerzo vertical. Cuantía mínima: $\rho_{mínima} = 0{,}0018$ *(C.7.12.2.1 de la NSR-10)*

$b = 1{,}00\ m\ ;\ h = 0{,}25\ m$

$d = h - rec$

$d = 0{,}25\ m - 0{,}075\ m = 0{,}175\ m$

Cálculo del área de acero requerida

$A_S = \rho\ b\ d$

$A_S = 0{,}0018\ (1.000\ mm)\ (175\ mm)$

$A_{S_{cal}} = 315\ mm^2$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\ mm^2$

$S = \frac{129}{315} = 0{,}41$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo vertical de ϕ1/2'' @ 0,41

4.2.6.2 Diseño a flexión del refuerzo horizontal. Cuantía mínima: $\rho_{mínima} = 0{,}0018$

(C.7.12.2.1 de la NSR-10)

$d = h - recubrimiento\ min - \boldsymbol{\phi}\ barra\ No4$

$d = 0{,}25m - 0{,}075\ m - 0{,}0127\ m = 0{,}1623\ m$

Cálculo del área de acero requerida

$A_S = \rho\ b\ d$

$A_S = 0{,}0018\ (1.000\ mm)\ (162{,}30\ mm)$

$A_{S_{cal}} = 292{,}14\ mm^2$

Optando por una barra N$_o$ 4; $A_b = 129\ mm^2$

$S = \frac{129}{292{,}14} = 0{,}44$; es menor que la S $_{máx.}$

Refuerzo horizontal de ϕ1/2'' @ 0,44

4.3 Presupuesto de obra para muro de contención tipo New Jersey y muros laterales 1 y 2

Para la elaboración del presupuesto de obra (consultar Figura 71), se llevó a cabo un estudio de costos de materiales y equipos. Este análisis permitió determinar los precios mediante el cálculo del promedio de tres costos recopilados en diversos establecimientos comerciales del municipio de Ocaña, Norte de Santander, específicamente para el año en curso, 2.024. Estos tres costos son el costo optimista (C optimista), que representa el valor más económico del material o equipo en el mercado; el costo normal (C normal), que refleja el valor del material o equipo más comúnmente encontrado; y, por último, el costo pesimista (C pesimista), que corresponde al precio más elevado del material o equipo disponible en el mercado.

Es esencial destacar que, al abordar el estudio de costos de equipos, se consideraron los precios de día máquina (d M) y viaje máquina (v M) proporcionados por los establecimientos encargados del alquiler de maquinaria en el municipio.

Asimismo, en la estimación de los costos asociados a la mano de obra, se tomó en cuenta el salario mínimo legal vigente para el año 2.024. En el Apéndice E, se detallan minuciosamente las memorias de cálculo, así como los estudios de costos y el análisis de precios unitarios correspondientes a cada ítem contemplado en la Estructura de Desglose de Trabajo (EDT), los cuales fueron debidamente verificados teniendo como referencia los APU que proporciona el INVIAS del segundo periodo del 2023. Esta sección proporciona una referencia exhaustiva que respalda la elaboración del presupuesto de la obra, ofreciendo una visión completa de los

procesos de cálculo y evaluación empleados en la determinación de los costos asociados a materiales, equipos y mano de obra.

Figura 71

Presupuesto de obra de muro de contención tipo New Jersey

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERIAS - INGENIERIA CIVIL

Propuesta diseño estructural de muro de contención tipo New Jersey en el sector de la laguna, vía circunvalar usando el software comercial SAP 2000

Autor: Yeisy Juliana Rincón Carrascal | Director: Dr. Nelson Afanador García

PRESUPUESTO DE OBRA DE MURO DE CONTENCÓN TIPO NEW JERSEY Y MUROS LATERALES 1 Y 2.

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	**Actividades preliminares**				**$ 1.846.420,88**
1.1	Localizacion y replanteo	m^2	32,71	$ 15.228,00	$ 498.107,88
1.2	Campamento provisional	Gl	1	$ 382.817,00	$ 382.817,00
1.3	Valla informativa 5m x 2m	Und.	1	$ 616.033,00	$ 616.033,00
1.4	Cerramiento con lona verde de 2,10 m de ancho	Gl	1	$ 349.463,00	$ 349.463,00
2	**Movimientos de tierra**				**$ 29.717.827,73**
2.1	Excavacion manual	m^3	21,31	$ 158.492,00	$ 3.377.378,14
2.2	Retiro de material excavado	m^3	21,31	$ 54.439,00	$ 1.160.065,42
2.3	Relleno con material compactado	m^3	136,38	$ 184.637,00	$ 25.180.384,17
3	**Acero de refuerzo y estructura metálica**				**$ 3.963.317,04**
3.1	Acero de f_y = 420 MPa	kg	377,41	$ 7.840,00	$ 2.958.902,24
3.2	Defensa metálica	m	10,30	$ 97.516,00	$ 1.004.414,80
4	**Concretos para estructura**				**$ 118.166.830,34**
4.1	Concreto ciclopeo para contrapeso 60% de concreto de 17,5 MPa y 40 % de piedra rajoneada de 20 cm	m^3	3,46	$ 558.985,00	$ 1.931.852,16
4.2	Concreto de saneamiento de 17,5 MPa e= 0,05 m	m^2	30,58	$ 83.899,00	$ 2.565.211,93
4.3	Concreto de 28 MPa para viga 1	m^3	0,56	$ 1.299.871,00	$ 727.927,76
4.4	Concreto de 28 MPa para zarpa de muro central	m^3	10,35	$ 959.298,00	$ 9.929.933,42
4.5	Concreto de 28 MPa para el Vástago de muro central	m^3	8,42	$ 934.112,00	$ 7.861.253,06
4.6	Concreto de 28 MPa para pilotes D=0,4 m	m	40,00	$ 2.067.707,00	$ 82.708.280,00
4.7	Concreto de 28 MPa para vástago de muro lateral 1 y 2	m^3	5,29	$ 934.112,00	$ 4.943.320,70
4.8	Concreto de 28 MPa para zarpa de muro lateral 1 y 2	m^3	5,08	$ 988.548,00	$ 5.017.869,65
4.9	Concreto de 28 MPa para muro de enlace entre zarpas	m^3	1,61	$ 936.144,00	$ 1.506.021,66
4.10	Cuneta de piezas prefabricadas de concreto; incluye la conformación de la superficie de apoyo	m	10,00	$ 97.516,00	$ 975.160,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS					**$ 153.694.396,00**
				ADMINISTACION 19,0%	$ 29.201.935,00
				IMPREVISTO 2,0%	$ 3.073.888,00
				UTILIDAD 4,0%	$ 6.147.776,00
TOTAL COSTOS INDIRECTOS					**$ 38.423.599,00**
				IVA SOBRE LA UTILIDAD 19,0%	$ 1.168.077,00
TOTAL (COSTOS DIRECTOS + COSTOS INDIRECTOS)					**$ 193.286.072,00**
VALOR TOTAL					**$ 193.286.072,00**

Nota. Autor 2.024, archivo “ESTUDIO DE COSTOS MURO DE CONTENCION PROYECTO DE GRADO Hoja de cálculo de Microsoft Excel”.

Capítulo 5. Conclusiones

En el desarrollo de este proyecto, se ha llevado a cabo un proceso integral que abarca desde la topografía inicial del terreno hasta la elaboración de un presupuesto detallado para el presente año 2.024.

La topografía del terreno sirvió como punto de partida esencial, proporcionando datos cruciales para la definición de las dimensiones del muro. El análisis detallado de las cargas que influyen en la estructura permitió una comprensión completa de los factores externos que el muro deberá resistir, asegurando un diseño óptimo.

El análisis de la estabilidad local se llevó a cabo mediante la verificación de los factores de seguridad al deslizamiento (1,00), volcamiento (2,00) y asentamiento ($\leq \sigma_{adm}$) indicando esto, que se cumplen los criterios de estabilidad local. Para una evaluación más amplia, se empleó el software GEO5 para verificar la estabilidad global (1,20) la cual cumplió, ofreciendo una perspectiva más amplia.

La modelación en el software comercial SAP2000 versión 23, permitió una evaluación de las reacciones en el lecho elástico que sirve de apoyo a la zapata del muro, encontrando que las reacciones están en compresión. La confirmación de que se cumplía con los criterios de estabilidad local permitió determinar los momentos y cortantes facilitando el diseño para garantizar la integridad estructural del muro.

El proceso culminó con la generación del plano estructural detallado, que servirá como guía para la construcción del muro diseñado. Además, se realizó un presupuesto que refleja los costos para el año 2.024. Este enfoque financiero asegura la viabilidad del proyecto y facilita la planificación económica.

La realización de este trabajo de grado me ha permitido poner en práctica y afianzar los conocimientos adquiridos durante mi formación como estudiante del programa de ingeniería civil, específicamente en áreas de diseño estructural, costos y presupuestos. Además, me ha SAP2000 y GEO5, preparándome como una egresada capacitada y competente para el ámbito laboral.

En conjunto, este proyecto no sólo ha logrado diseñar un muro, sino que también ha integrado aspectos topográficos, de estabilidad local y global, y consideraciones financieras. La coherencia entre los resultados obtenidos, respalda la solidez y aplicabilidad práctica del diseño propuesto.

Capítulo 6. Recomendaciones

Se recomienda llevar a cabo un estudio geotécnico a una profundidad minina de 8,00 m en la ubicación específica del proyecto. Este estudio proporcionará datos geotécnicos precisos necesarios para fundamentar el diseño del muro de contención.

La creación de empresa en la región que permita realizar pilotaje, ya que actualmente no existe ninguna. Esto permitirá llevar a cabo proyectos de construcción de manera más eficiente y económica, reduciendo los costos asociados a la implementación de pilotes y facilitando el desarrollo de este tipo de cimentación en el municipio.

Se sugiere que los estudiantes profundicen en el conocimiento y la aplicación de las herramientas del software especializado SAP2000 y GEO5, siendo posible si el programa plantea un nivel intermedio de estos software como electiva de profundización, pues mejorará la capacidad de realizar análisis estructurales detallados y evaluaciones geotécnicas.

Referencias

Aceleraciones registradas por el laboratorio de Ingeniería Sísmica . (s.f.). Obtenido de https://lis.ucr.ac.cr/mapas/2018-08-15-00:16:05/ape.php#:~:text=Uno%20de%20esos%20par%C3%A1metros%20es%20la%20aceleraci%C3%B3n%20pico,se%20presentan%20los%20mayores%20valores%20de%20aceleraci%C3%B3n%20espectral.

Afanador García , M., Sanjuan Prada, I., & Medina Cáceres, I. (2012). DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN GRAVEDAD Y VOLADIZO. obtenido de Revista Colombiana de Tecnologías de Avanzada, 104.

Afanador García, N., Criado Rodríguez, D., & Pacheco Vergel, W. (2021). Vulnerabilidad sísmica de centros poblados: estudio de caso. obtenido de Repositorio UFPSO.

Alcaldía Municipal de Ocaña, Norte en Santander . (11 de NOVIEMBRE de 2018). Alcaldía Municipal de Ocaña, Norte en Santander . Obtenido de http://www.ocana-nortedesantander.gov.co/municipio/nuestro-municipio

Alvarez, G. (s.f.). GEOFUMADAS . Obtenido de https://www.geofumadas.com/geo5-software-para-mecnica-de-suelos/

Aranda, F. (03 de Septiembre de 2014). CASIOPEA. Obtenido de https://wiki.ead.pucv.cl/Felipe_Aranda_-

_Ficha_06/31072014#:~:text=Volcamiento%3A%20Resistencia%20de%20los%20elementos%20del%20muro.%20Se,hacia%20el%20exterior%2C%20en%20torno%20a%20su%20base.

ARQUITECTURA PURA . (s.f.). Obtenido de ttps://www.arquitecturapura.com/construccion/muro-de-contencion-8495/

Barbosa Méndez , C., Barbosa Méndez , J., & Terreros Arias , J. C. (2015). Análisis de la Interacción Suelo Estructura en Muros de Contención de Concreto Reforzado en Voladizo Sobre Suelos Arcillosos Colombianos. obtenido de Repositorio UGC, 7.

Barros , P., Sarabia , G., Valdés , F., Serrano , P., & Gaytan , I. (2019). Muro de contención construido con neumáticos estabilizados mecánicamente. obtenido de Revista ingenieria de construcción .

CAMACOL . (2022). CAMACOL . Obtenido de https://camacol.co/actualidad/noticias/pib-del-sector-edificador-crecera-35-veces-mas-que-el-total-de-la-economia-en

Carvajal, R. C. (Abril de 2007). ptolomeo.unam.mx. Obtenido de http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/2027/mendozacarvajal.pdf?sequence=1

Climate Data . (s.f.). Obtenido de https://es.climate-data.org/america-del-sur/colombia/norte-de-santander/ocana-50064/

CONSTRUMÁTICA . (16 de Septiembre de 2009). Obtenido de CONSTRUMÁTICA : https://www.construmatica.com/construpedia/Sobrecarga

CONTENCIÓN, N. D. (s.f.). epm. Obtenido de https://www.epm.com.co/site/Portals/3/documentos/2017/NC-MN-OC07-08%20Muros%20de%20contenci%C3%B3n.pdf

DANE . (07 de septiembre de 2022). DANE Información para todos . Obtenido de https://www.dane.gov.co/index.php/estadisticas-por-tema/construccion/indicadores-economicos-alrededor-de-la-construccion

Deingenierias.com. (21 de Diciembre de 2019). Deingenierias.com. Obtenido de https://deingenierias.com/software/sap2000-software-de-analisis-estructural/

Diccionario de arquitectura y construccion . (s.f.). Obtenido de https://www.parro.com.ar/definicion-de-coeficiente+s%C3%ADsmico#:~:text=coeficiente%20s%C3%ADsmico%3A%20Coeficiente%20que%20se%20emplea%20para%20ajustar,el%20del%20terreno%20en%20el%20que%20se%20asienta.

Duarte Vergara , L., Álvarez Quintero , H. A., & Gallardo Amaya , R. J. (2019). DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE COMPRESIÓN A TRAVÉS DE LAS. obtenido de Revista Colombiana de tecnologias de avanzada , 37.

Findeter. (2022). El sector de la infraestructura en Colombia.

García, N. A., Sánchez, C. A. P., & Serna, C. N. (2020). Evaluation of uncertainty in determining the physical properties of concrete using Bootstrap. *Journal Of Physics: Conference Series*, *1645*(1), 012008. obtenido de https://doi.org/10.1088/1742-6596/1645/1/012008

García, N. A., Alvarez, K. A., & Calderón, F. G. A. (2019). A numerical model of the behavior of the resistance to compression in prisms of solid masonry. *Journal Of Physics: Conference Series*, *1386*(1), 012131. obtenido de https://doi.org/10.1088/1742-6596/1386/1/012131

GEO 5 PERÚ. (s.f.). GEO 5 PERÚ. Obtenido de https://geo5peru.pe/software-geotecnico/caracteristicas/

Gonzalez, M. (26 de marzo de 2023). GEMAARQUITECTES. Obtenido de https://gemaarquitectes.es/construccion/que-es-una-zarpa-en-construccion/

Guerrero Barbosa , T., Gallardo Amaya, R., & Cuanalo Campos, O. (2013). RIESGO POR DESLIZAMIENTO EN LADERA DEL SECTOR ORIENTAL DEL MUNICIPIO DE OCAÑA . obtenido de Revista Ingenio , 36.

Henao, S. A. (2022). Biblioteca digital UDEA . Obtenido de https://bibliotecadigital.udea.edu.co/bitstream/10495/31911/1/EscobarSergio_%202022_%20DisenoConstruccionContencion.pdf

Montero Vargas , S. (2010). INGENIERÍA DE PUENTES,Universidad pontificia bolivariana. Bucaramanga.

Olarte, M. C. (07 de Enero de 2019). PORTAFOLIO . Obtenido de https://www.portafolio.co/economia/infraestructura/el-41-de-las-obras-publicas-del-pais-presentan-atrasos-524977

Orozco, J. M. (29 de 01 de 2020). TOOLENGY. Obtenido de https://www.toolengy.com/geotecnia/empujes/empuje-rankine

Plan Basico de Ordenamiento Territorial . (s.f.). Obtenido de https://repositoriocdim.esap.edu.co/bitstream/handle/123456789/21546/25765-1.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Planeta Ingeniería S.A.S . (24 de Febrero de 2022). Obtenido de https://planetaingenieria.com/norma-nsr-10-que-es-lo-que-debes-saber/

Psarropoulos, P., Klonaris, G., & Gazetas, G. (2005). Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls. ScienceDirect, 795-809.

Riaño Forero , J. D., Marín Mendoza , L. S., & Triana Zambrano , E. F. (12 de Diciembre de 2022). Repository USTA. Obtenido de https://repository.usta.edu.co/bitstream/handle/11634/48184/2022LauraMarinTrianaEdgarRia%C3%B1oJuan.pdf?sequence=1

Richardson, S. (2022). Coeficiente de fricción para el diseño de muros de contención. SkyCiv.

Sanchez, O. (2022). Presión lateral de la tierra para el diseño de muros de contención . SkyCiv .

Structuralia . (15 de Junio de 2022). Obtenido de https://blog.structuralia.com/tipos-de-muros-de-contencion

Terzariol, R., Aiassa, G. M., & Arrúa , P. A. (s.f.). DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN SUELOS . Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil., 14.

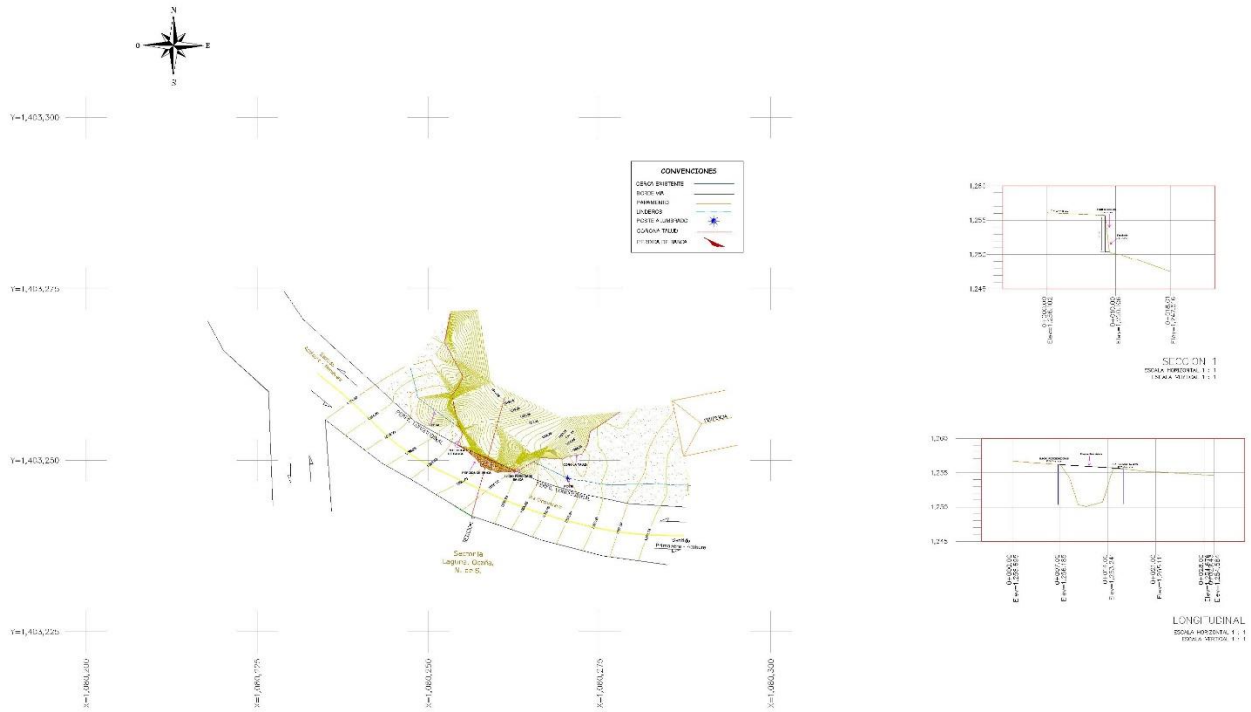
Titanium, K. (s.f.). UDOCZ. Obtenido de https://www.udocz.com/apuntes/262938/que-es-cohesion-y-angulo-de-friccion-interna

Triviño, J. G. (20 de Noviembre de 2012). Proyecto, dimensionamiento y comprobación estructural de barreras de hormigón tipo New Jersey. Obtenido de https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/22963

Yepes, V. (9 de Diciembre de 2020). LIKEDIN.COM. Obtenido de https://es.linkedin.com/pulse/empuje-de-tierras-mejor-coulomb-o-rankine-victor-yepes

Apéndices

Apéndice A. Plano topográfico (Archivo AutoCAD adjunto “Plano Topográfico Av.circunvalar.dwg”) y cartera topográfica.



PUNTO	ESTE	NORTE	ALTURA		PUNTO	ESTE	NORTE	ALTURA
DA	1080275.056	1403255.095	1257.294		1402	1080287.247	1403250.618	1257.951
DB	1080250.258	1403264.851	1254.474		1403	1080280.580	1403252.540	1257.383
N	1080275.046	1403255.099	1257.265		1404	1080282.409	1403246.574	1257.564
1347	1080275.056	1403252.092	1257.276		1405	1080288.296	1403246.340	1258.039
1348	1080270.341	1403247.389	1257.102		1406	1080284.853	1403234.803	1257.997
1349	1080259.465	1403249.492	1255.812		1407	1080275.447	1403236.051	1257.440
1350	1080258.297	1403250.196	1255.683		1408	1080266.560	1403238.351	1256.863
1351	1080257.325	1403250.690	1255.619		1409	1080260.222	1403240.570	1256.352
1352	1080256.099	1403251.957	1255.487		1410	1080254.769	1403243.281	1255.960
1353	1080255.047	1403253.913	1255.490		1411	1080247.571	1403247.130	1255.516
1354	1080254.144	1403255.929	1255.243		1412	1080243.271	1403249.520	1255.209
1356	1080253.431	1403259.558	1254.835		1413	1080234.916	1403255.913	1254.500
1357	1080254.470	1403260.837	1254.682		1414	1080238.222	1403264.639	1254.170
1358	1080255.081	1403262.179	1254.201		1415	1080243.125	1403260.161	1254.584
1359	1080254.364	1403263.696	1254.384		1416	1080247.967	1403255.704	1255.005
1360	1080252.325	1403267.254	1254.233		1417	1080251.425	1403254.283	1255.218
1361	1080253.259	1403271.690	1254.011		1418	1080254.194	1403252.287	1255.516
1362	1080257.701	1403249.133	1253.645		1419	1080267.140	1403251.223	1255.024
1363	1080257.155	1403250.110	1253.350		1420	1080263.592	1403251.128	1254.205
1364	1080255.723	1403251.329	1253.527		1421	1080259.956	1403249.928	1250.713
1365	1080256.802	1403252.023	1253.799		1422	1080258.554	1403250.730	1250.316
1366	1080255.267	1403254.400	1253.010		1423	1080260.801	1403254.665	1250.997
1367	1080254.201	1403256.454	1252.811		1424	1080260.037	1403254.078	1249.106
1368	1080252.685	1403257.697	1252.307		1425	1080260.627	1403252.345	1249.444
1369	1080252.976	1403259.016	1252.432		1426	1080264.856	1403251.274	1252.081
1370	1080253.705	1403260.802	1252.524		1427	1080258.892	1403255.971	1250.004
1371	1080255.005	1403262.168	1252.331		1428	1080257.721	1403260.776	1248.317
1372	1080254.328	1403264.908	1252.176		1429	1080259.838	1403257.814	1248.478
1373	1080253.346	1403267.763	1251.356		1430	1080261.106	1403259.213	1247.516
1374	1080254.403	1403271.252	1251.494		1431	1080259.284	1403261.261	1247.483
1376	1080256.772	1403251.393	1251.104		1432	1080250.258	1403264.851	1254.474
1377	1080257.024	1403252.390	1250.712		1433	1080263.648	1403250.639	1256.321
1378	1080255.236	1403254.755	1251.279		1434	1080262.440	1403249.406	1256.184
1379	1080253.680	1403257.171	1250.001		1435	1080261.512	1403249.219	1255.972
1380	1080253.479	1403258.838	1249.746		1436	1080260.263	1403248.792	1255.779
1382	1080257.261	1403271.921	1248.123		1437	1080258.937	1403249.168	1255.573
1384	1080273.633	1403254.204	1257.152		1438	1080275.118	1403255.101	1257.272
1385	1080273.266	1403252.371	1257.150		1439	1080260.036	1403248.270	1253.819
1386	1080272.392	1403250.880	1256.888		1440	1080262.517	1403248.745	1254.261
1387	1080270.312	1403250.581	1257.024		1441	1080263.570	1403249.575	1254.259

1388	1080269.587	1403250.187	1257.014	1442	1080263.672	1403251.113	1254.351
1389	1080266.331	1403250.394	1256.816	1443	1080265.297	1403251.174	1252.102
1390	1080262.926	1403248.375	1256.236	1444	1080267.476	1403252.136	1252.796
1391	1080265.927	1403247.098	1256.480	1445	1080263.646	1403250.129	1252.399
1392	1080268.421	1403246.282	1256.695	1446	1080264.864	1403251.013	1252.304
1393	1080272.831	1403245.039	1257.052	1449	1080252.881	1403259.950	1255.173
				1450	1080263.385	1403249.428	1255.448
				1451	1080254.008	1403255.112	1255.672

Apéndice B. Tutorial de modelación de muro de contención tipo new jersey con el software SAP2000

Tutorial de modelación de muro de contención tipo New Jersey con el software SAP2000

Este tutorial tiene como objetivo guiar la modelación en SAP2000 de un importante elemento de infraestructura: el muro New Jersey. Este muro se encuentra ubicado en el borde de la vía de un tramo de la avenida Circunvalar, específicamente en el sector “La Laguna”, situado en el municipio de Ocaña, Norte de Santander.

Dimensiones:

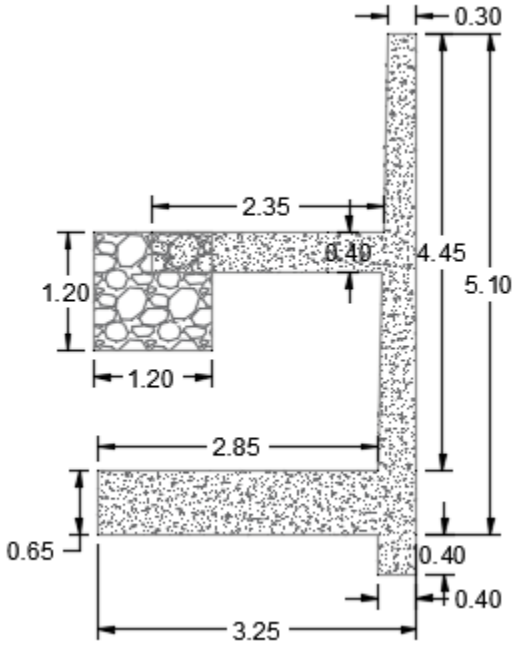
El muro tipo New Jersey adopta una forma en L y cuenta con dimensiones clave diseñadas para garantizar su estabilidad. Este consta de una base o zarpa con un espesor de 0,65 m y un ancho total de 3,25 m. A continuación, se eleva un vástago con una altura libre de 4,45 m, donde la parte superior del muro tiene un espesor de 0,30 m, mientras que en la base del vástago mide 0,40 m.

Adicionalmente, el muro está equipado con una llave descendente de dimensiones 0,40 m x 0,40 m. La longitud total del muro que se analiza es de 4,90 metros. En esta longitud, se integran dos contrapesos de concreto, cada uno con dimensiones de 1,20 m x 1,20 m x 1,20 m. Estos contrapesos están conectados al muro New Jersey mediante dos vigas de contrapeso con una sección de 0,40 m x 0,40 m y una longitud de 2,35 m. Estas vigas se ubican en la mitad del vástago del muro. Además, el muro de contención, cuenta cuatro pilotes a fricción con un diámetro de 0,40 m y una longitud de 10 m, ubicados a 0,70 m de los bordes de la zarpa.

A continuación, se proporciona la representación geométrica del muro tipo New Jersey (ver Figura A-B 1).

Figura A-B 1

Geometría del muro de contención tipo New Jersey



Nota. Autor 2.024.

Norma de diseño:

Para llevar a cabo la modelación, se seguirán las directrices de diseño establecidas en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-14).

Características del suelo:

La información sobre las características del suelo fue proporcionada por los ingenieros Romel de Jesús Gallardo y Agustín Macgregor expertos en el área.

Parámetros geotécnicos esenciales:

Tipo de suelo = Relleno

Peso específico del suelo (relleno) $\gamma_{Relleno} = 16\ kN/m^3$

Peso específico del concreto $\gamma_{concreto} = 24\ kN/m^3$

Peso específico del concreto ciclópeo $\gamma_{concreto\ ciclópeo} = 22\ kN/m^3$

Coeficiente sísmico horizontal $K_h = 0{,}10$

Ángulo de fricción interna del suelo $\emptyset = 38°$

$\mu = 0{,}50$

$K_S = 54.500\ kN/m^3$

$K_S = 62.000\ kN/m^3$

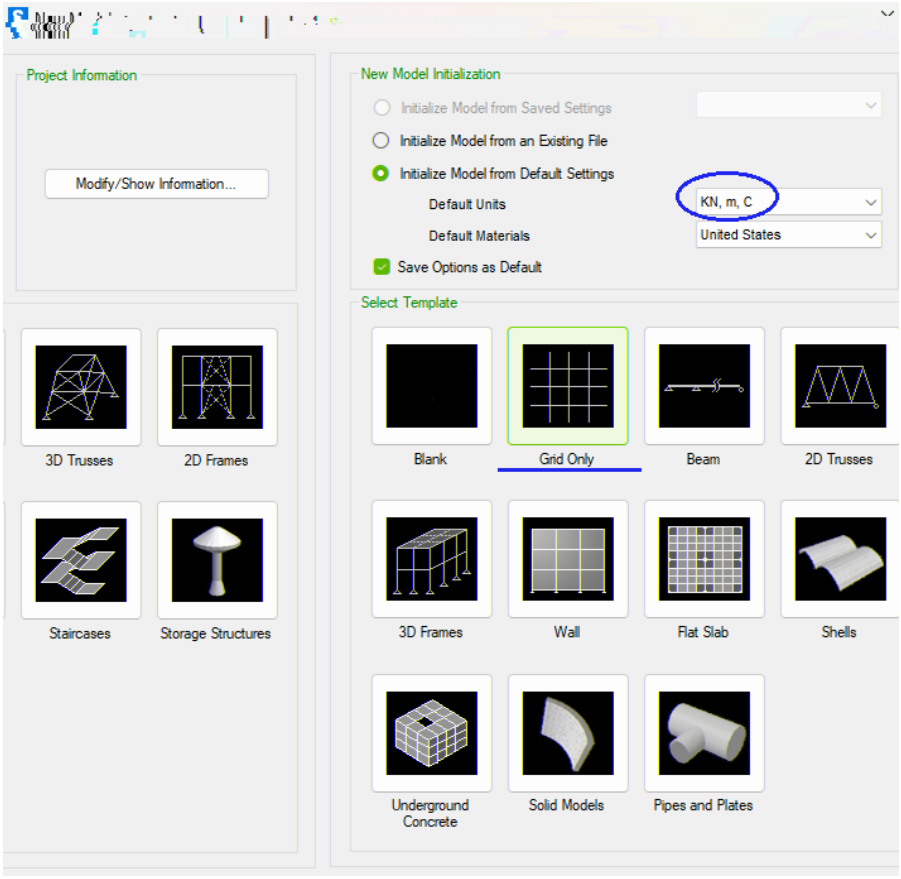
A continuación, se presenta un paso a paso para la modelación en el software comercial SAP 2000:

Paso 1: **Abriendo SAP 2000 y Configurando la Plantilla**

Para comenzar, abre el software SAP 2000 y selecciona las unidades de medida adecuadas. En este caso, haz clic en kN, m, C. También elige la opción **"Grid Only"** para crear una grilla (ver Figura A-B 2).

Figura A-B 2

Configuración de la grilla

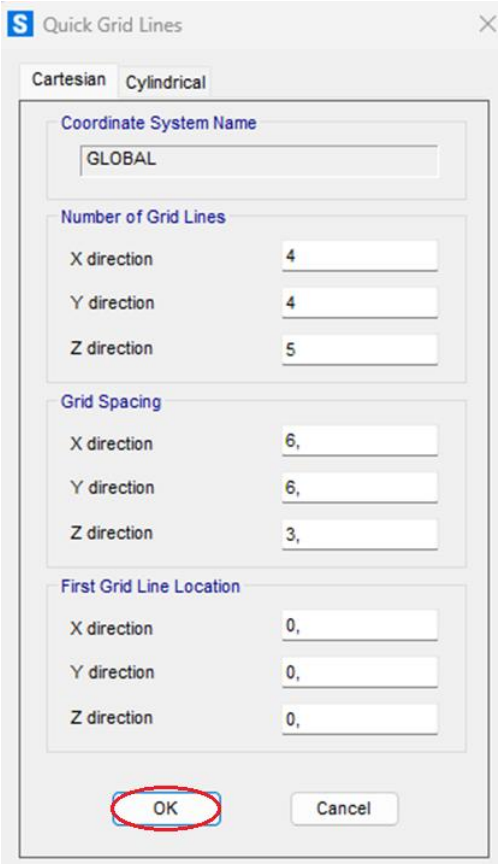


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, SAP 2000 te permite personalizar la grilla, pero por comodidad, recomendamos dejarla en la configuración predeterminada. Haz clic en **"OK"** para continuar (ver Figura A-B 3).

Figura A-B 3

Configuración de la grilla.



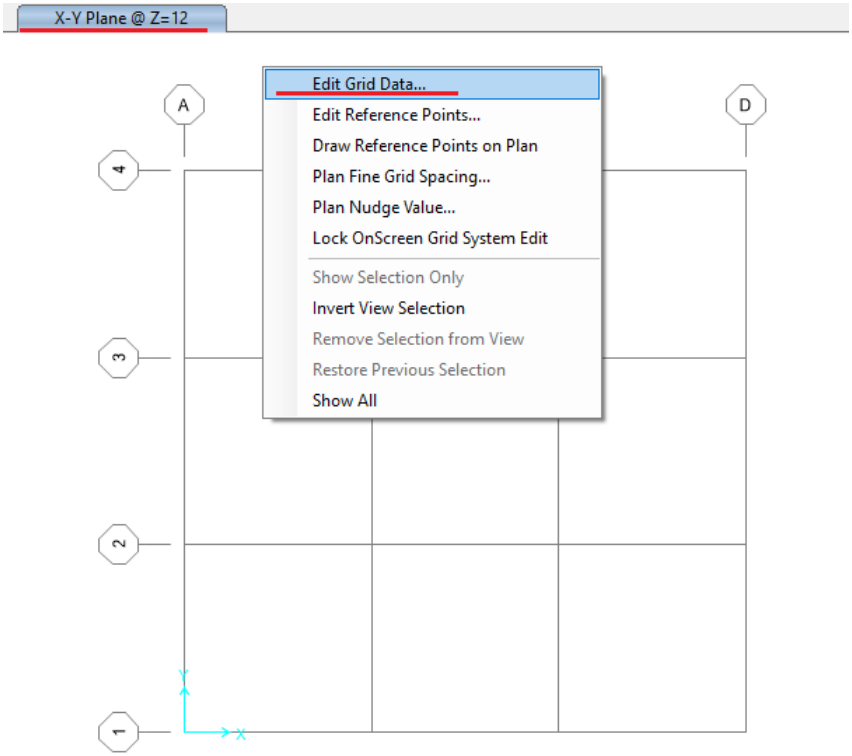
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Paso 2: Editando la Grilla

Haz clic con el botón derecho en la grilla ubicada en la ventana izquierda (X-Y Plane) y selecciona la opción **“Edit Grid Data”**, como se muestra en la Figura A-B 4.

Figura A-B 4

Editor de grilla

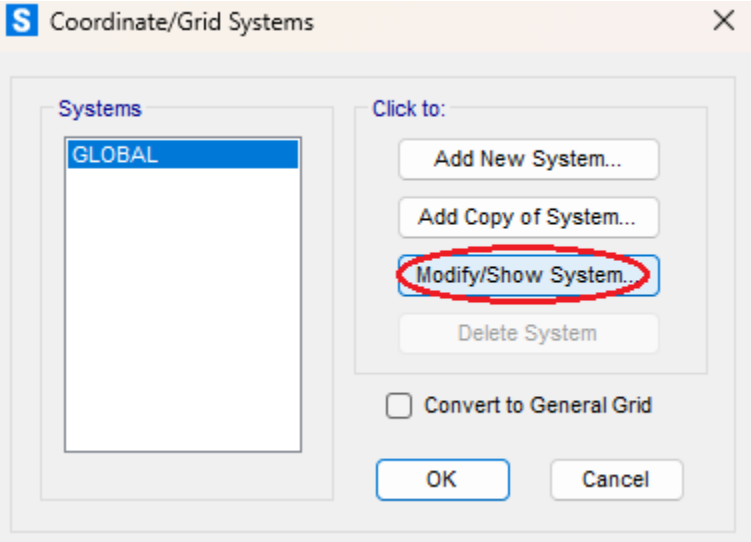


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Aparecerán varias opciones, elige **“Modify/Show System”** (ver Figura A-B 5).

Figura A-B 5

Modificación del sistema de grilla



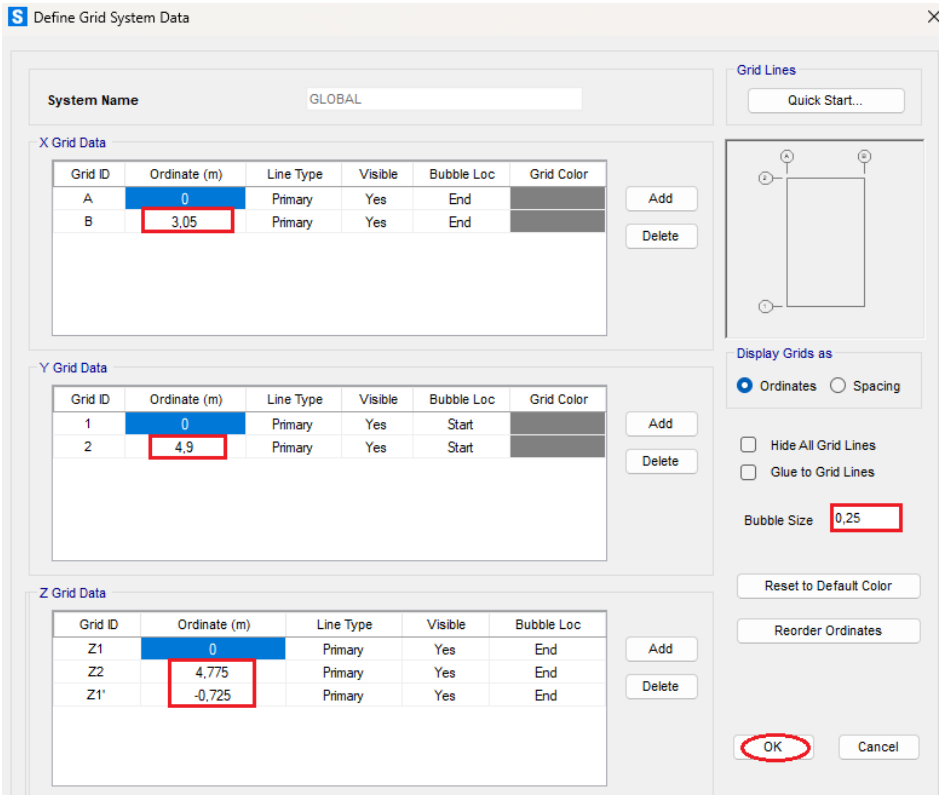
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Paso 3: Definiendo las Dimensiones del Muro

Ahora procede a dibujar el muro con las dimensiones de acuerdo a los ejes. En este ejemplo, el eje X tiene una dimensión de 3,05 m, que corresponde a la zarpa del muro. El eje Y se extiende a lo largo de 4,90 m, representando la longitud de análisis del muro. Por último, el eje Z tiene una altura de 4,775 m para el cuerpo principal del muro y 0,725 m para la llave, como se indica en la Figura A-B 6. También ajusta el tamaño de la nomenclatura de los ejes a 0,25. Finaliza este paso haciendo clic en **"OK"** y luego en el cuadro emergente **"OK"**, como se muestra en la Figura A-B 7.

Figura A-B 6

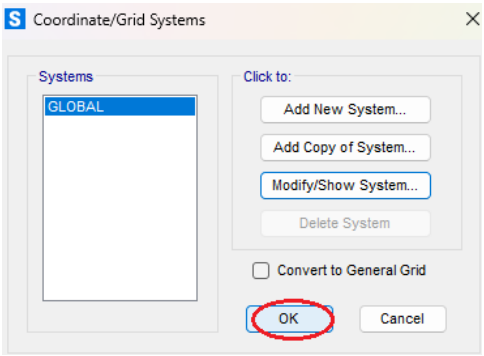
Dimensiones de la grilla



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Figura A-B 7

Aceptando la modificación de las dimensiones de la grilla



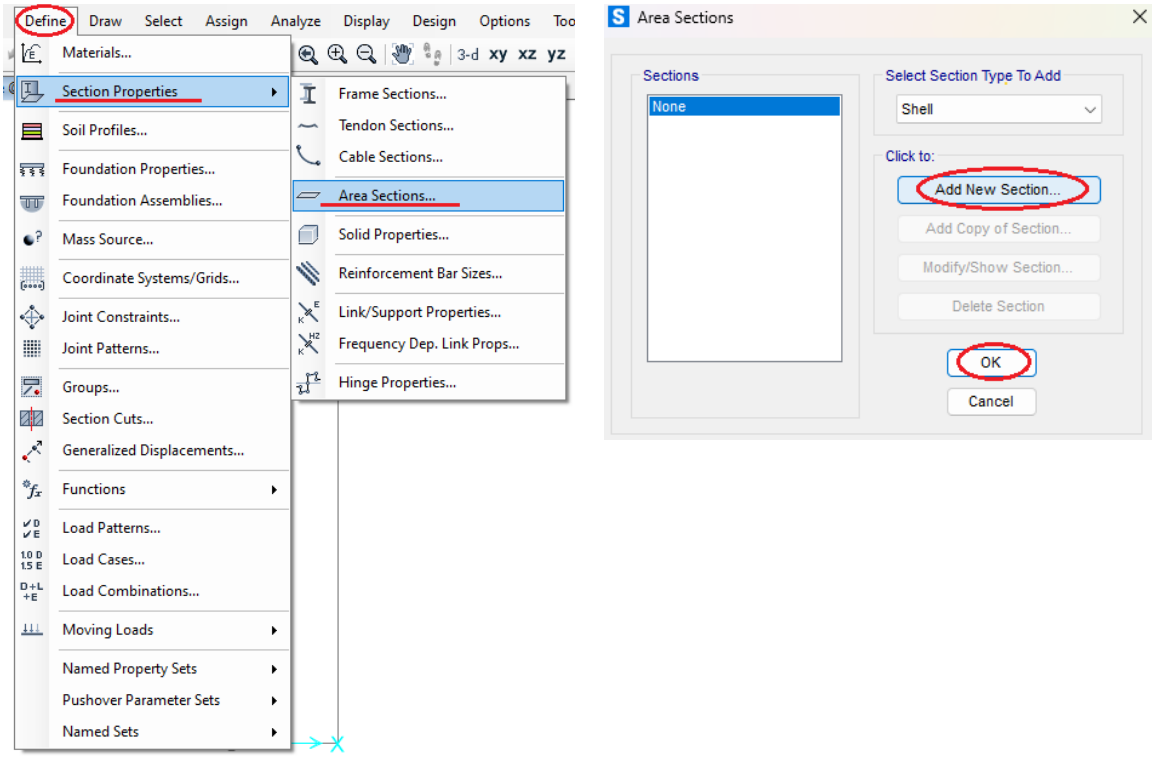
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Paso 4: Definiendo las Secciones

A continuación, procederemos a definir las secciones del muro, representándolas gráficamente como áreas. Ve a la opción **"Define" → "Section Properties" → "Area Sections",** luego **"Add New Section" (**ver Figura A-B 8).

Figura A-B 8

Definición de las secciones de área.



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

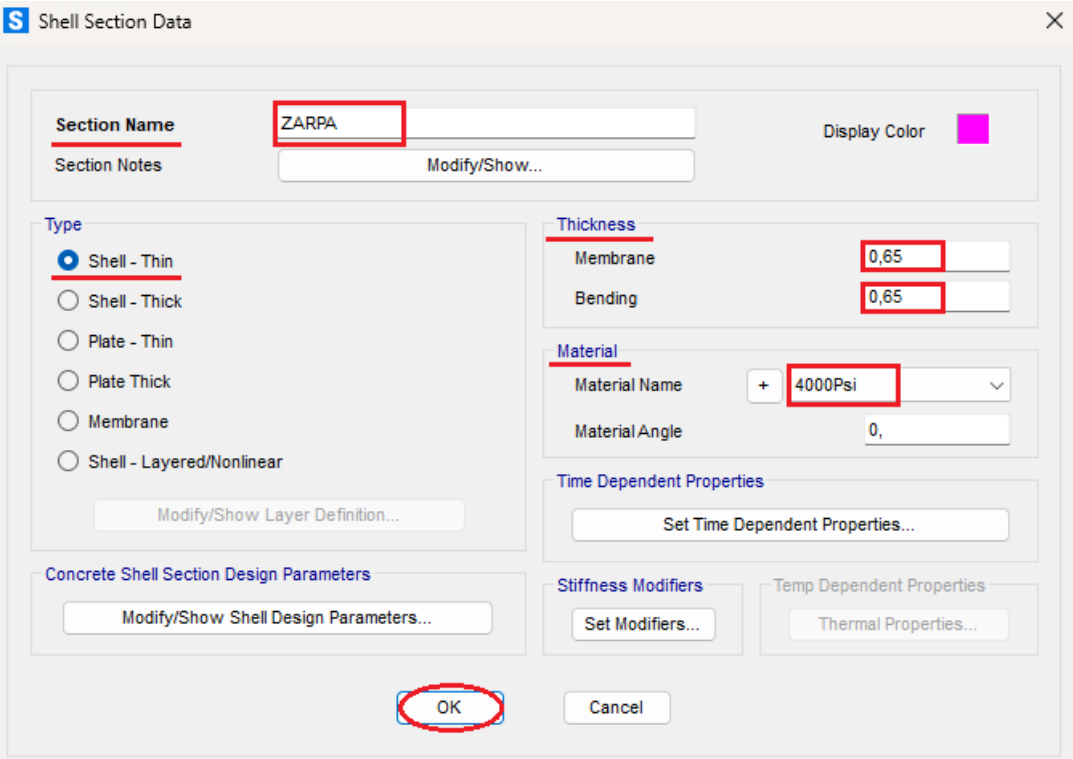
Paso 5: Creando secciones y configurando espesores y materiales.

Crea las secciones de la siguiente manera: en **"Section Name"**, ingresa **"Zarpa"**; en **"Type"**, elige la opción **"Shell-Thin"**; en **"ThickNess"**, establece el valor del espesor de 0,65

m. Luego, asigna el material correspondiente al muro, que en este caso es de 4.000 PSI. Una vez creada la sección de la Zarpa, haz clic en **"OK"**. (ver Figura A-B 9).

Figura A-B 9

Definición de la sección "Zarpa"

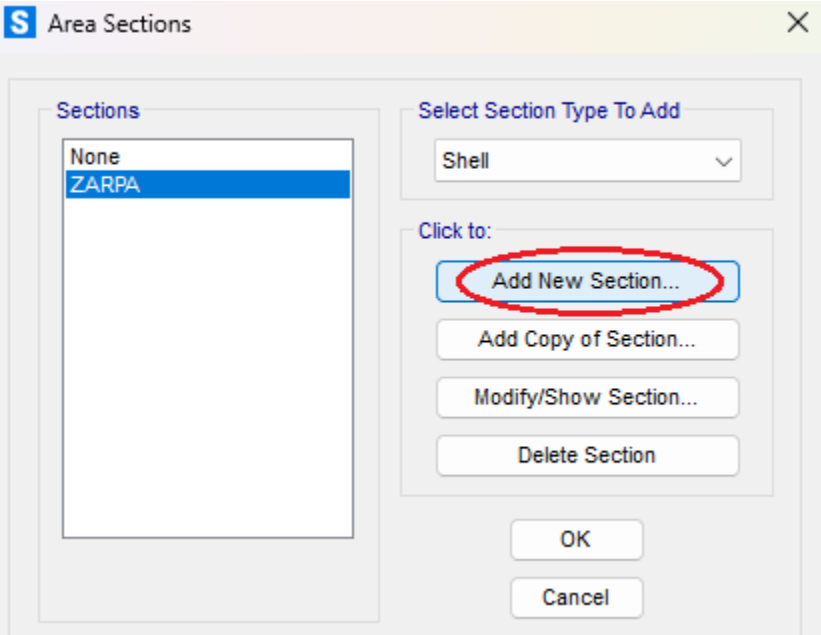


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, selecciona **"Add New Section"** (ver Figura A-B 10) para crear la sección correspondiente al muro.

Figura A-B 10

Añadiendo la sección "zarpa" definida

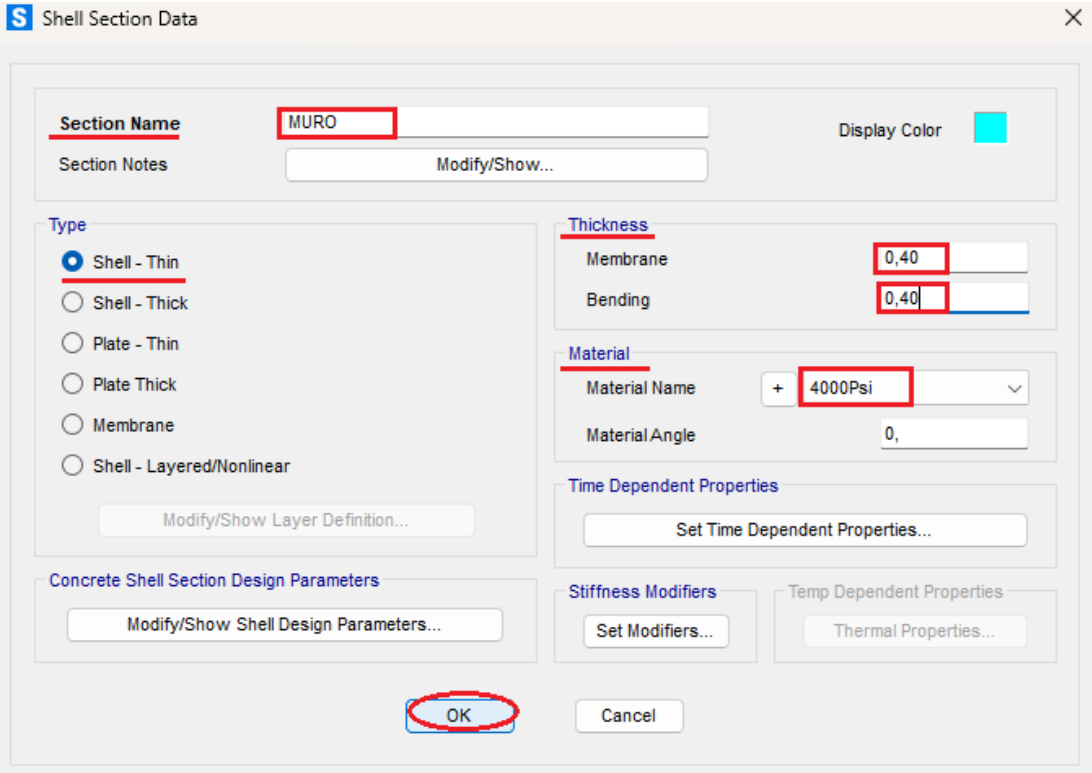


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Repite el proceso para crear la sección del muro, asignándole un espesor de 0,40 m. (ver Figura A-B 11).

Figura A-B 11

Definición de la sección "Muro"

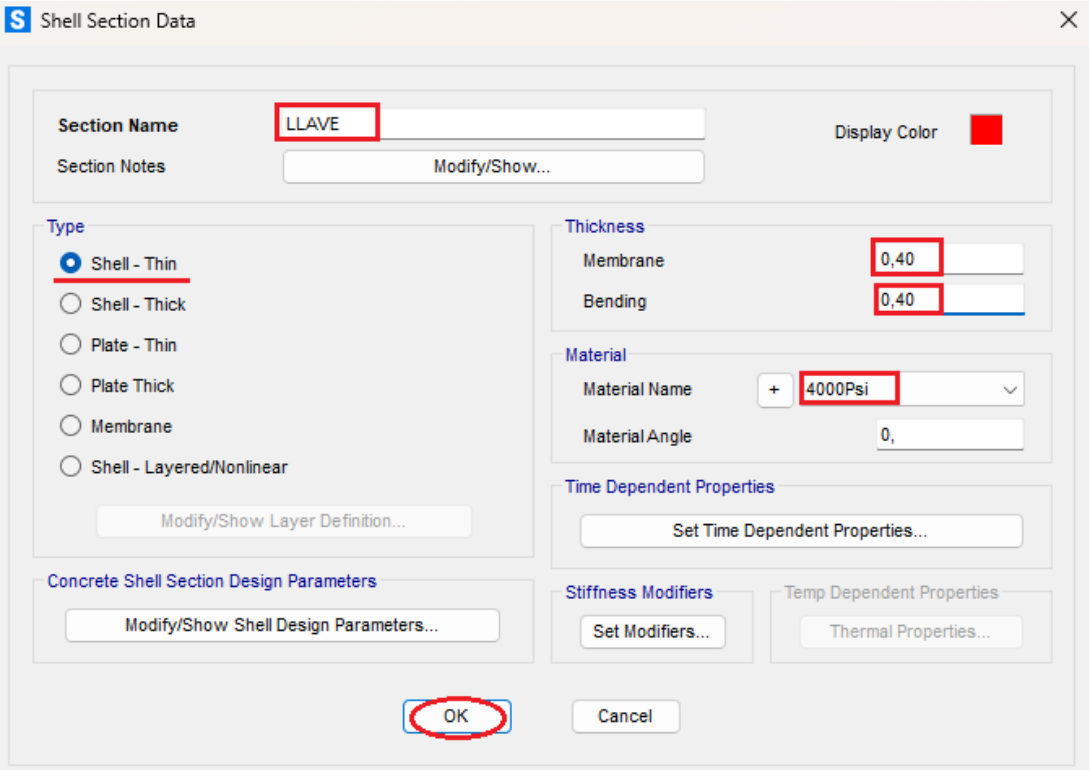


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Reproduce los pasos anteriores para crear la sección de la llave con un espesor de 0,40 m (ver Figura A-B 12).

Figura A-B 12

Definición de la sección "Llave"

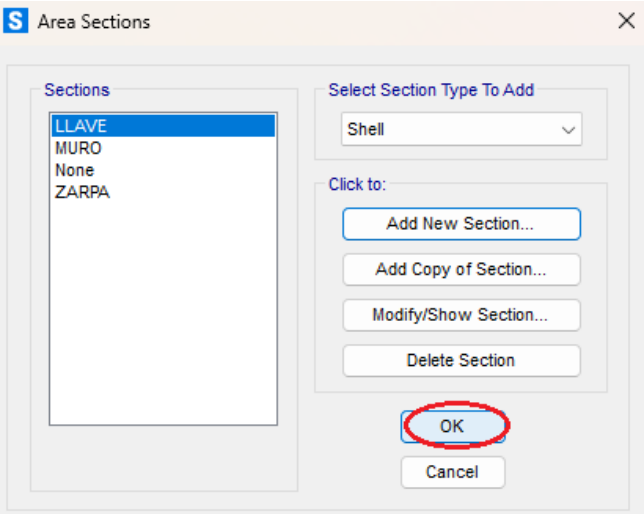


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Concluye el proceso haciendo clic en **"OK"**, tal como se ilustra en la Figura A-B 13.

Figura A-B 13

Aceptando las definiciones de área creadas



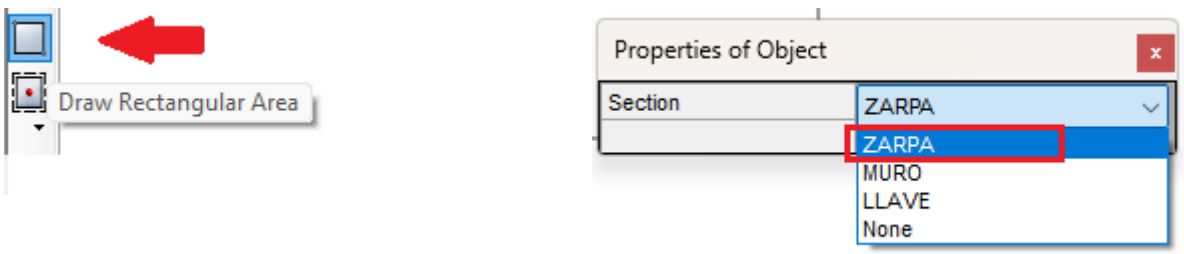
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Paso 6: Dibujando las Secciones en la Grilla

Procedemos a dibujar las secciones creadas en la grilla. Utiliza la herramienta **"Draw Rectangular Area"** y selecciona la opción **"Zarpa"** (ver Figura A-B 14).

Figura A-B 14

Dibujando las secciones creadas en la grilla.

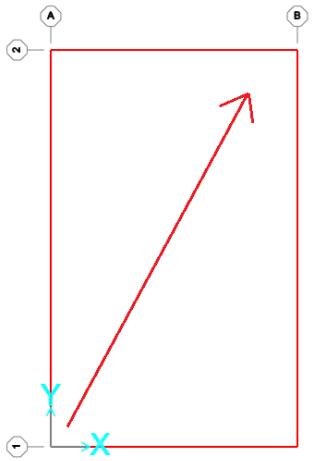


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Luego, dibuja de izquierda a derecha, desde la esquina inferior izquierda hasta la esquina superior derecha (ver Figura A-B 15).

Figura A-B 15

Dibujo de la sección "Zarpa"



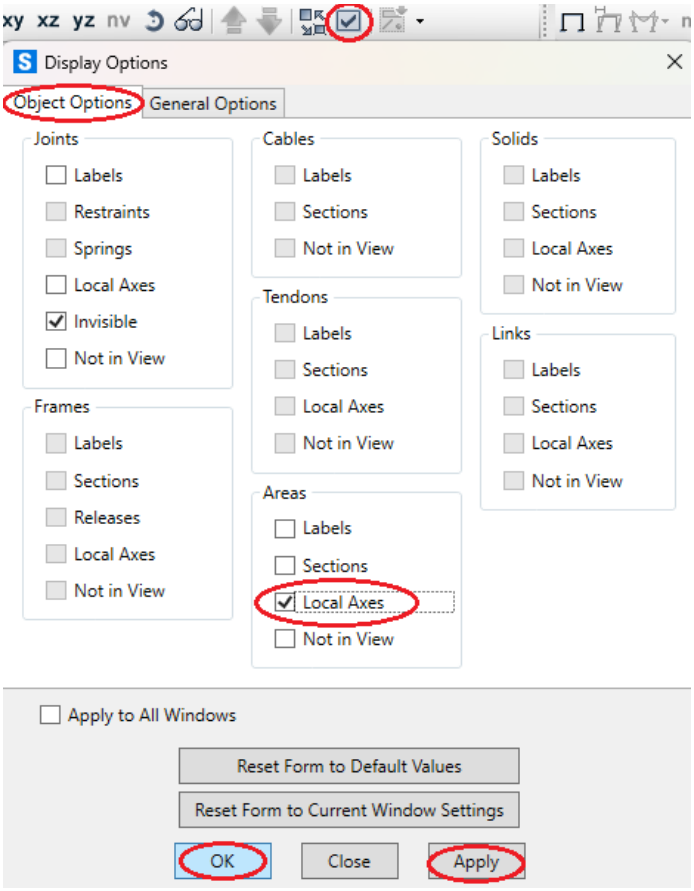
Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

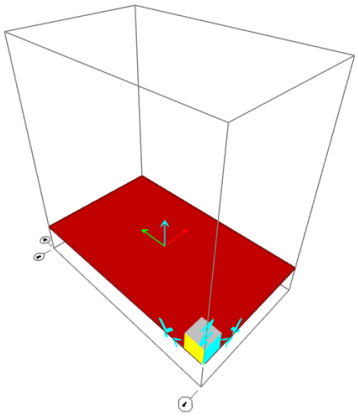
Paso 7: Activando Ejes Locales del Shell

Activa los ejes locales del Shell haciendo clic en la casilla de verificación **“Local Axes”** y luego en **“Apply”** (ver Figura A-B 16).

Figura A-B 16

Activación de los ejes locales en la zarpa dibujada.





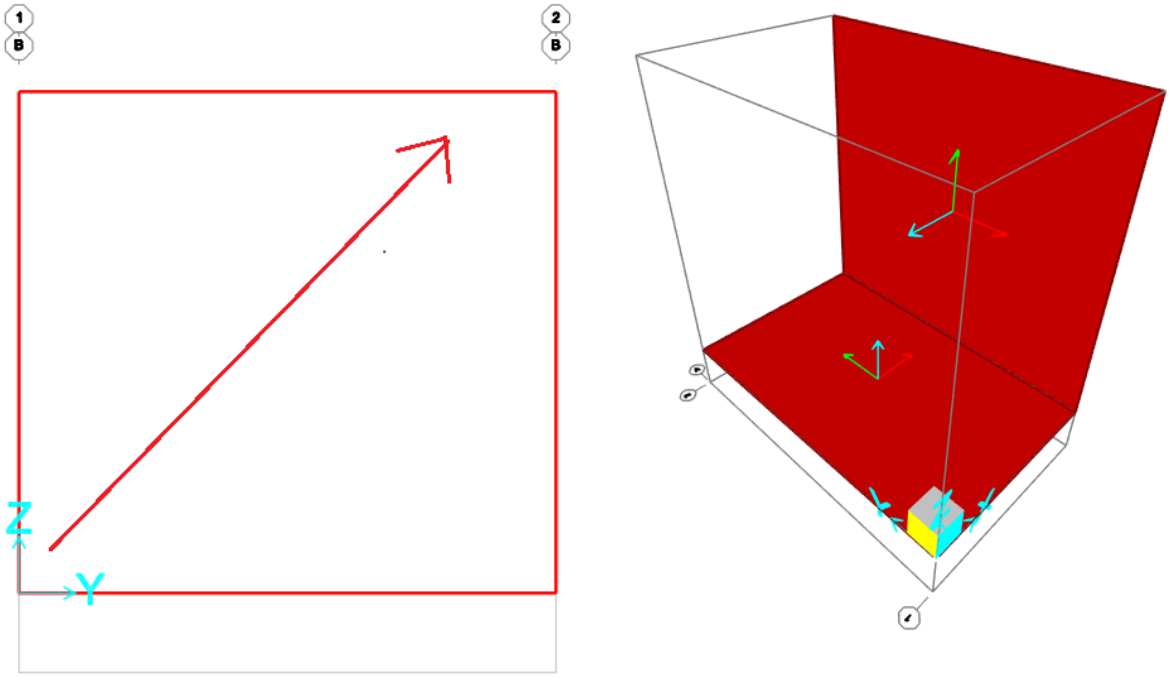
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Paso 8: Asignando la Sección del muro y la llave en el Plano YZ

Dirígete al plano YZ para asignar la sección del Muro, siguiendo el procedimiento anterior (ver Figura A-B 17).

Figura A-B 17

Dibujando la sección "Muro" en la grilla

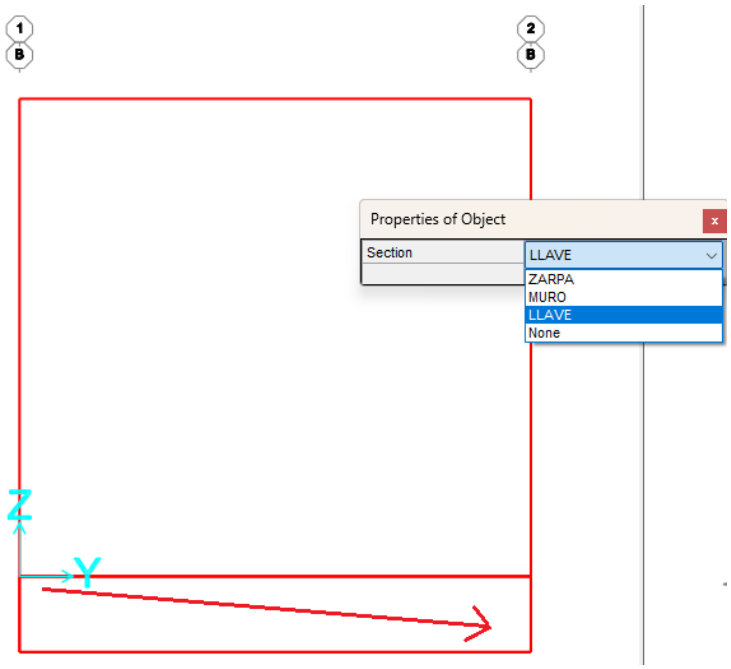


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Finalmente, asigna la sección de la “Llave” siguiendo los pasos anteriores, similar a como se asignó para la zarpa y el muro. Sin embargo, en este caso, realiza el dibujo desde la esquina superior izquierda hacia la esquina inferior derecha, como se muestra en la Figura A-B 18.

Figura A-B 18

Dibujando la sección "Llave" en la grilla



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Paso 9: Discretización del Muro

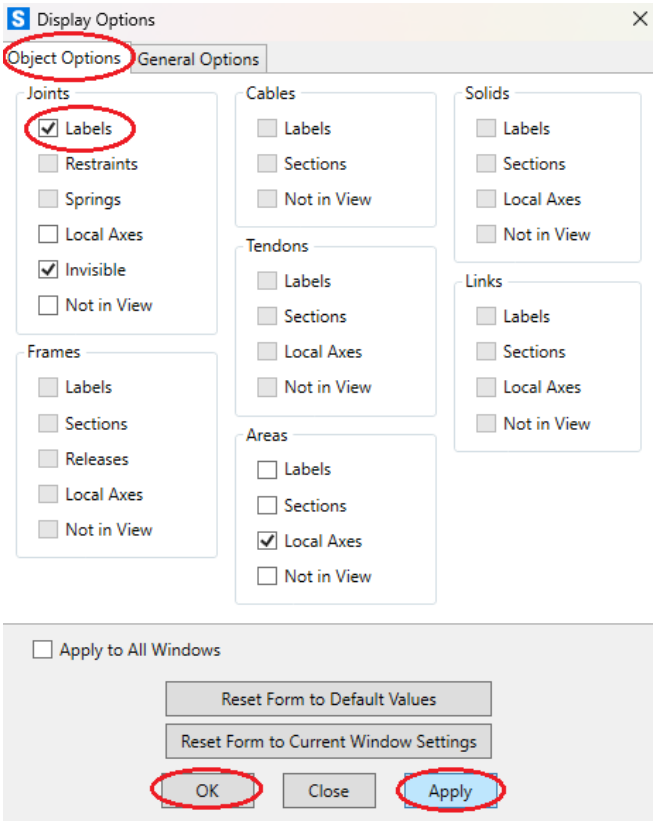
Ahora vamos a dividir la sección del Muro en áreas más pequeñas. Para determinar la cantidad de elementos en cada dirección, dividiremos cada longitud del muro entre 0,25. Este criterio se basa en la especificación de la Norma CCP-14, que considera el área de contacto de la llanta de una rueda como un rectángulo con un ancho de 500 mm y una longitud de 25 mm (3.6.1.2.5-Area de contacto de la llanta, CCP-14).

Para la “Zarpa”, obtendrás 12 divisiones en el eje X y 20 en el eje Y, creando secciones más pequeñas de dimensiones 0,25 m x 0,245 m, respectivamente. Para llevar a cabo este

proceso, primero activa los “Labels” en **“Set Display Options”→ “Object Options”→ “Labels” → “Apply”**, como se muestra en la Figura A-B 19.

Figura A-B 19

Activación de los Labels en el modelo

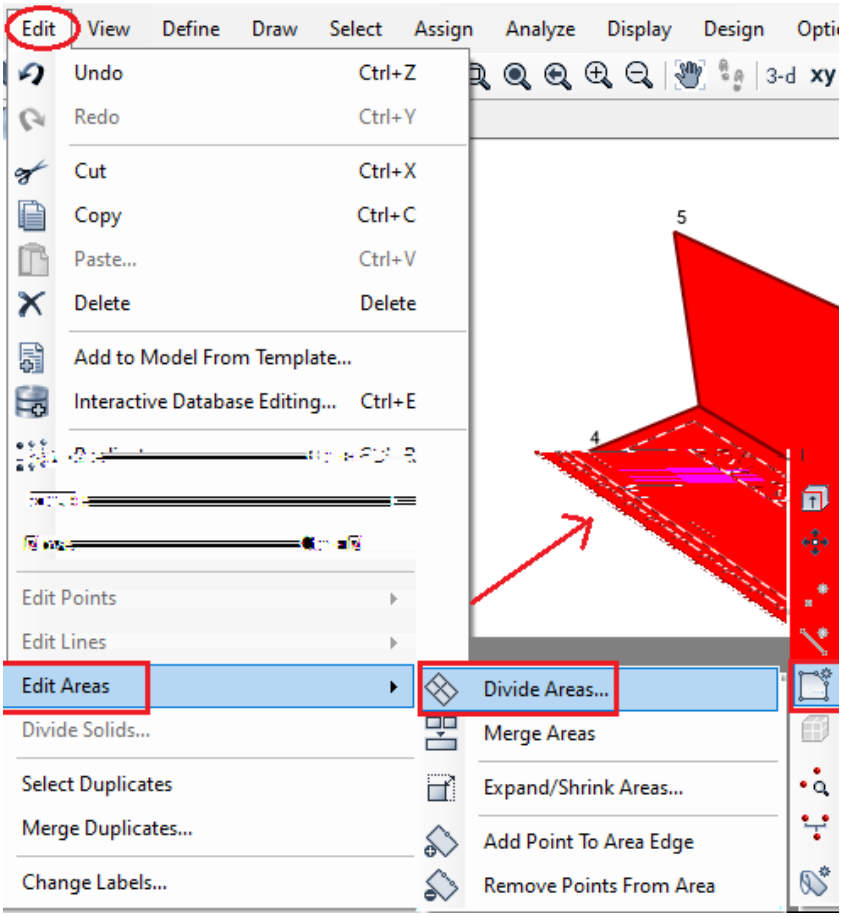


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Luego, selecciona la sección de la “Zarpa” y dirígete a **“Edit” → “Edit Areas” → “Divide Areas”** (Ver Figura A-B 20).

Figura A-B 20

Proceso para discretizar el muro

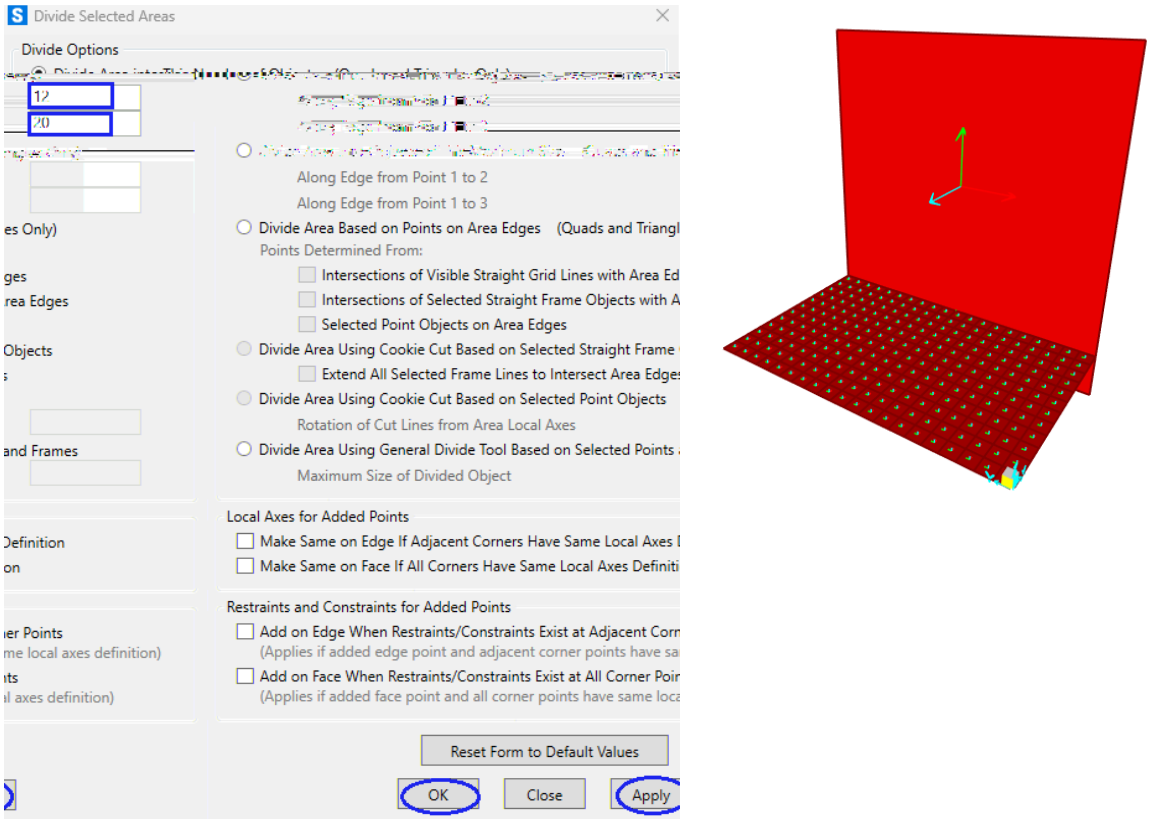


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, introduce las divisiones previamente calculadas (12 y 20) y selecciona **"Apply"** y luego **"OK"**. Finalmente, se aprecia la discretización de la "Zarpa" en áreas más pequeñas, siguiendo el proceso de subdivisión establecido. (ver Figura A-B 21).

Figura A-B 21

Discretización de la zarpa

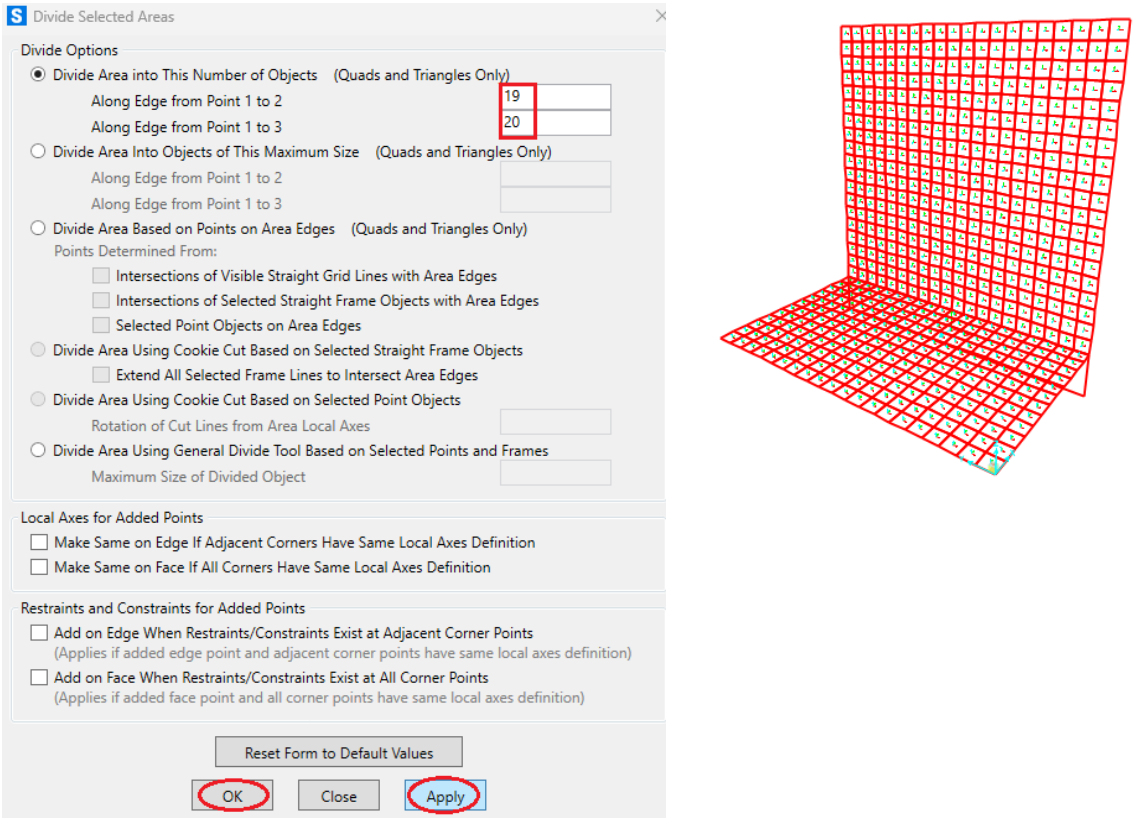


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Para el “Muro”, seguiremos el mismo procedimiento descrito anteriormente, pero en este caso, el área se dividirá en 20 secciones en el eje Y y 19 en el eje Z. Esto generará áreas más pequeñas de dimensiones 0,245 m x 0,25 m, como se muestra en la Figura A-B 22.

Figura A-B 22

Discretización del muro

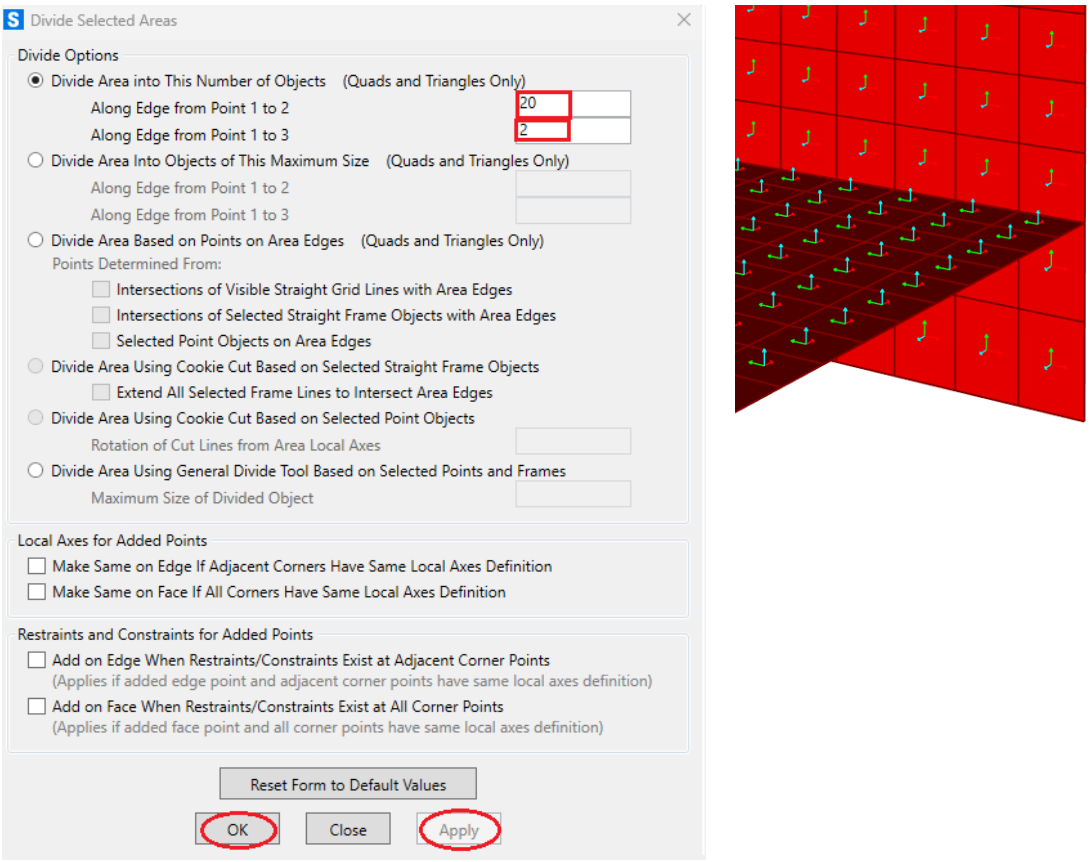


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Finalmente, procedemos a discretizar la “Llave” siguiendo los pasos previamente descritos. En este caso, la sección tendrá 20 divisiones en el eje Y y 2 divisiones en el eje Z, resultando en áreas de 0,245 m x 0,20 m, respectivamente. Asegúrate de que todas las divisiones estén correctamente unidas, como se muestra en la Figura A-B 23.

Figura A-B 23

Discretización de la llave



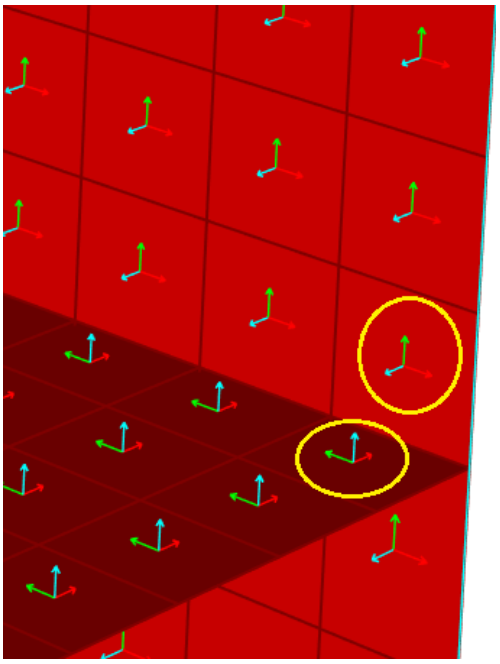
Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Paso 10: Alineación de Ejes Locales

En este paso, es crucial verificar que los ejes locales de cada “Shell” tengan la misma dirección en el lado crítico de la estructura para asegurar la continuidad entre la zapata y el muro. En la Figura A-B 24, se observa que el eje local verde (Y) del muro y la zarpa no coinciden en la misma dirección. Sigue estos pasos para ajustarlo:

Figura A-B 24

Ejes locales de la zarpa y muro en diferentes direcciones

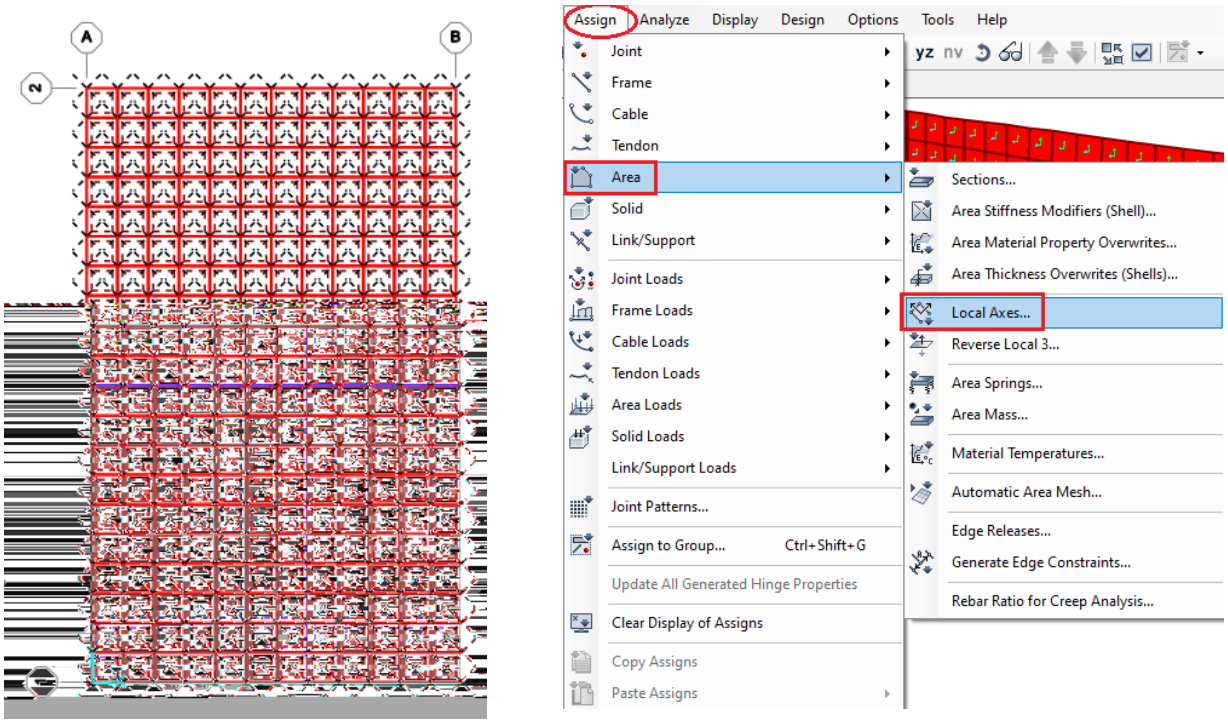


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Selecciona toda el área de la zapata y luego, dirígete a **"Assign" → "Area" → "Local Axes"** como se indica en la Figura A-B 25.

Figura A-B 25

Selección de la zarpa y proceso para cambiar la dirección de los ejes locales

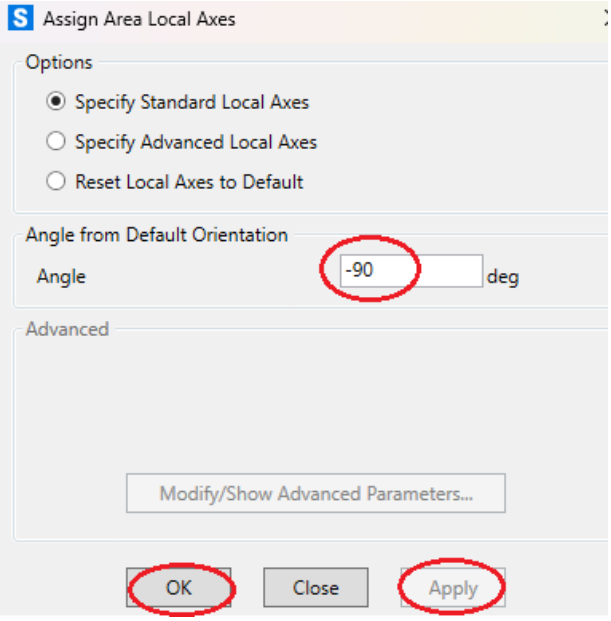


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

En la opción **"Angle",** introduce el ángulo de rotación necesario para que el eje local verde quede alineado con la dirección corta. En este caso, **-90°** (Ver Figura A-B 26).

Figura A-B 26

Cambio de la dirección de los ejes locales

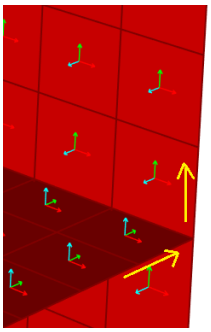


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Asegúrate de que la orientación final del eje local verde sea como se muestra en la Figura A-B 27.

Figura A-B 27

Ejes locales de la zarpa y el vástago en la misma dirección



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

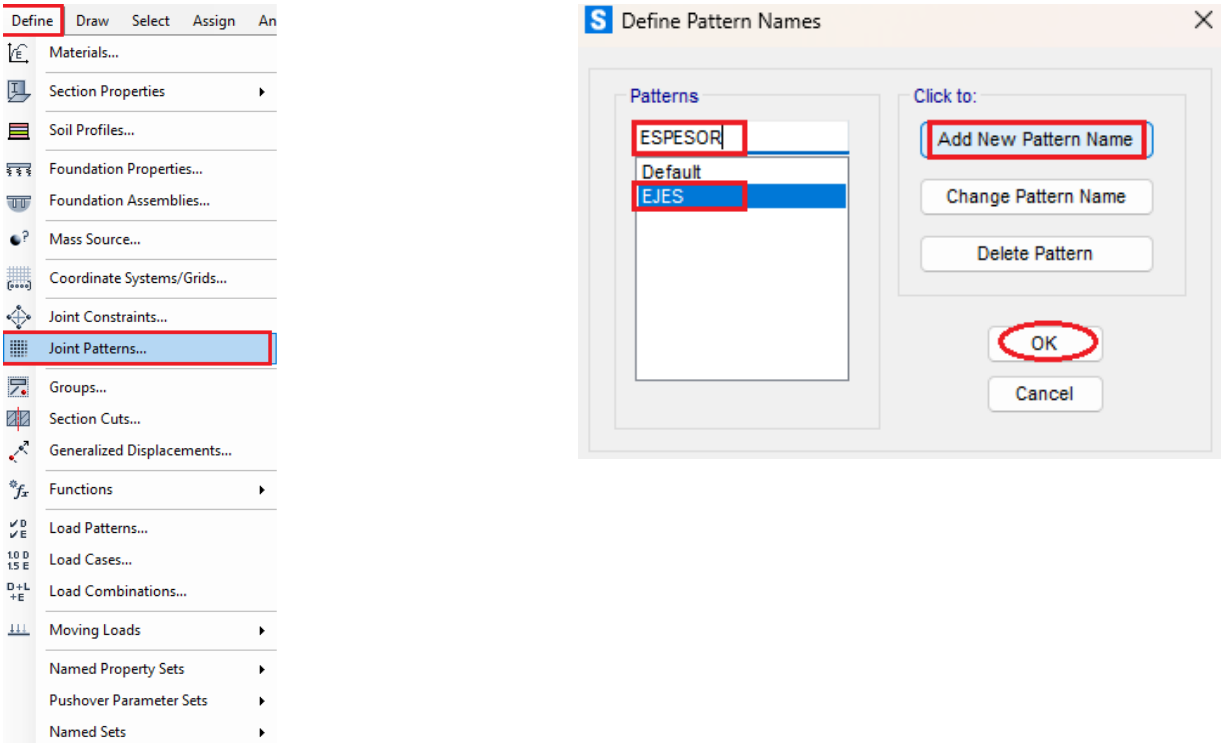
Paso 11. Definición geométrica de la sección transversal del muro.

La sección transversal del muro, como se muestra al inicio de este tutorial, tiene un espesor variable conectado por un chaflán. Para lograrlo, se utiliza la herramienta “Joint Pattern”.

En primer lugar, crea los joints seleccionando **“Define” → “Joint Pattern”** y agrega los patrones (EJES y ESPESOR) en **“Add New Pattern Name” → “OK”,** como se ilustra en la Figura A-B 28.

Figura A-B 28

Creación de los joint pattern ESPESOR y EJES

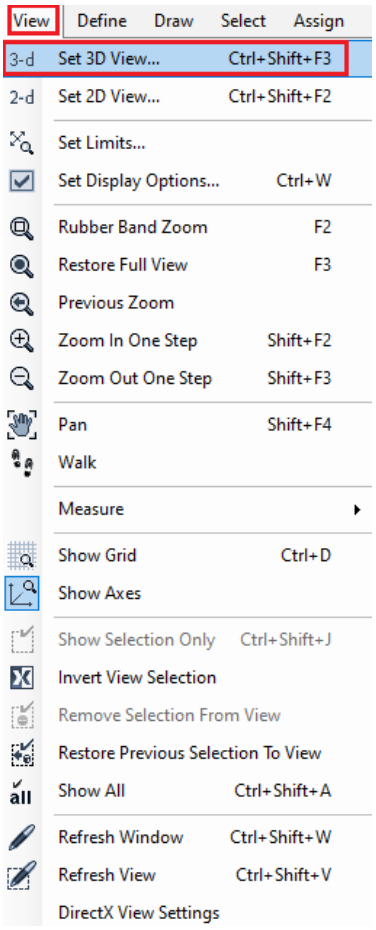


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Después, accede a la herramienta **“View”** y elige **“Set 3D View”** (ver Figura A-B 29).

Figura A-B 29

Herramienta Set 3D View

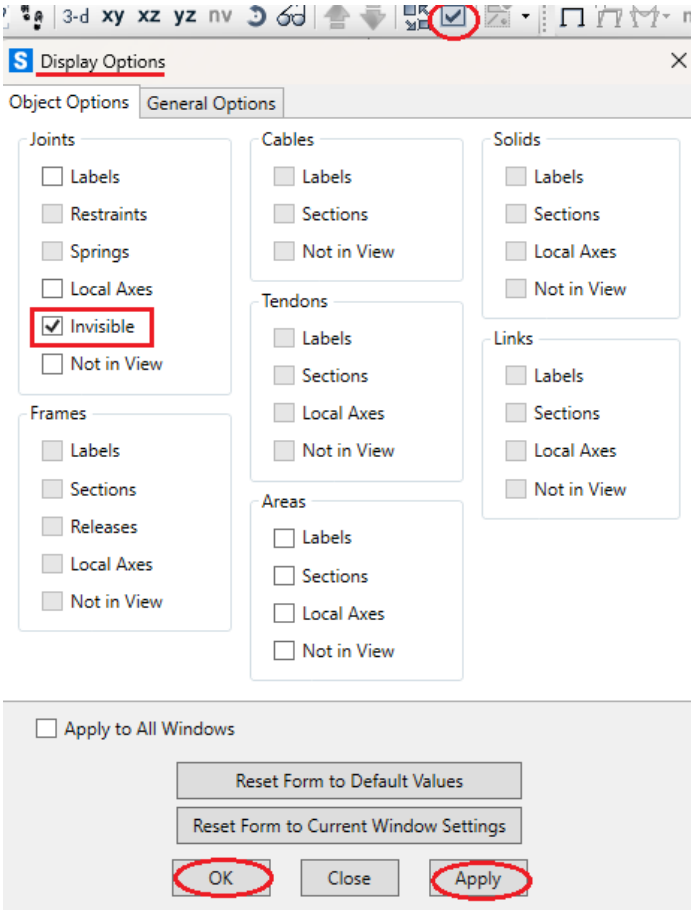


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

A continuación, haz clic en la casilla de verificación **"Set Display Options"** (chulito) y en **"Object Options"**, desactiva la opción **"Invisible"**. Luego, selecciona **"Apply"** → **"OK"** (ver Figura A-B 30).

Figura A-B 30

Activación de la visibilidad de los Joints

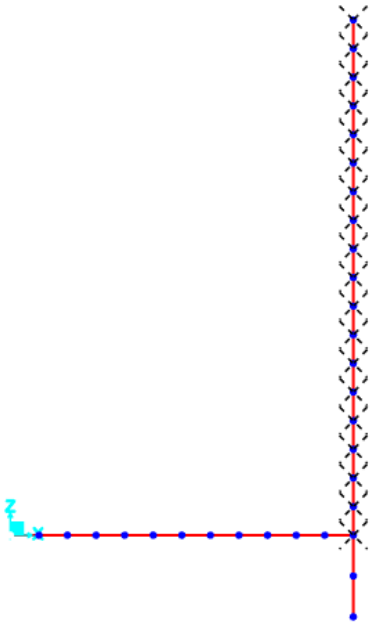


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

En este paso, selecciona la sección que contiene el chaflán, como se indica en la Figura A-B 31.

Figura A-B 31

Selección del vástago para aplicar el espesor



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Para realizar la asignación de los Joint Patterns, primero debemos calcular las constantes C y D, que son necesarias para llevar a cabo el proceso. Esto implica establecer una relación entre la altura y el espesor, aplicando una fórmula específica para el cálculo de dichas constantes. En este escenario, se establece que el punto ubicado a 0 m de altura tendrá un espesor de 0,40 m, mientras que el punto situado a 4,775 m tendrá un espesor de 0,30 m. Este enfoque busca crear una variación en el espesor a lo largo de la altura del muro (eje Z).

Parámetro 1	Parámetro 2
a	b
c	d

Cálculo de las constantes D y C: D = $\frac{b-\frac{d}{c}*a}{1-\frac{a}{c}}$

C = $\frac{d-D}{c}$

Altura (Z)	Espesor Eje
0	0,4
4,775	0,3

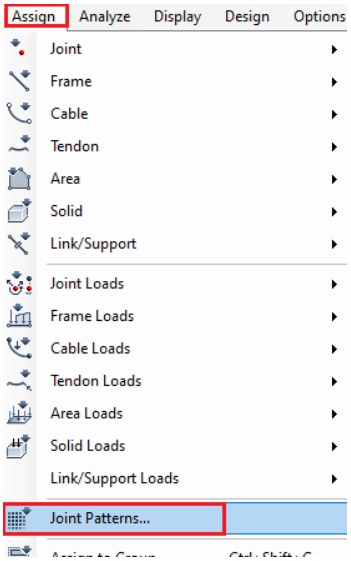
Constantes: **C = $\frac{0{,}3-0{,}40}{4{,}78}$ = -0,02**

D = $\frac{0{,}4-\frac{0{,}3}{4{,}78}*0}{1-\frac{0}{4{,}78}}$ = 0,40

Después de obtener las constantes necesarias, haz clic en la herramienta **"Assign"** → **"Joint Patterns"** (Ver Figura A-B 32).

Figura A-B 32

Asignación de los Joint Patterns

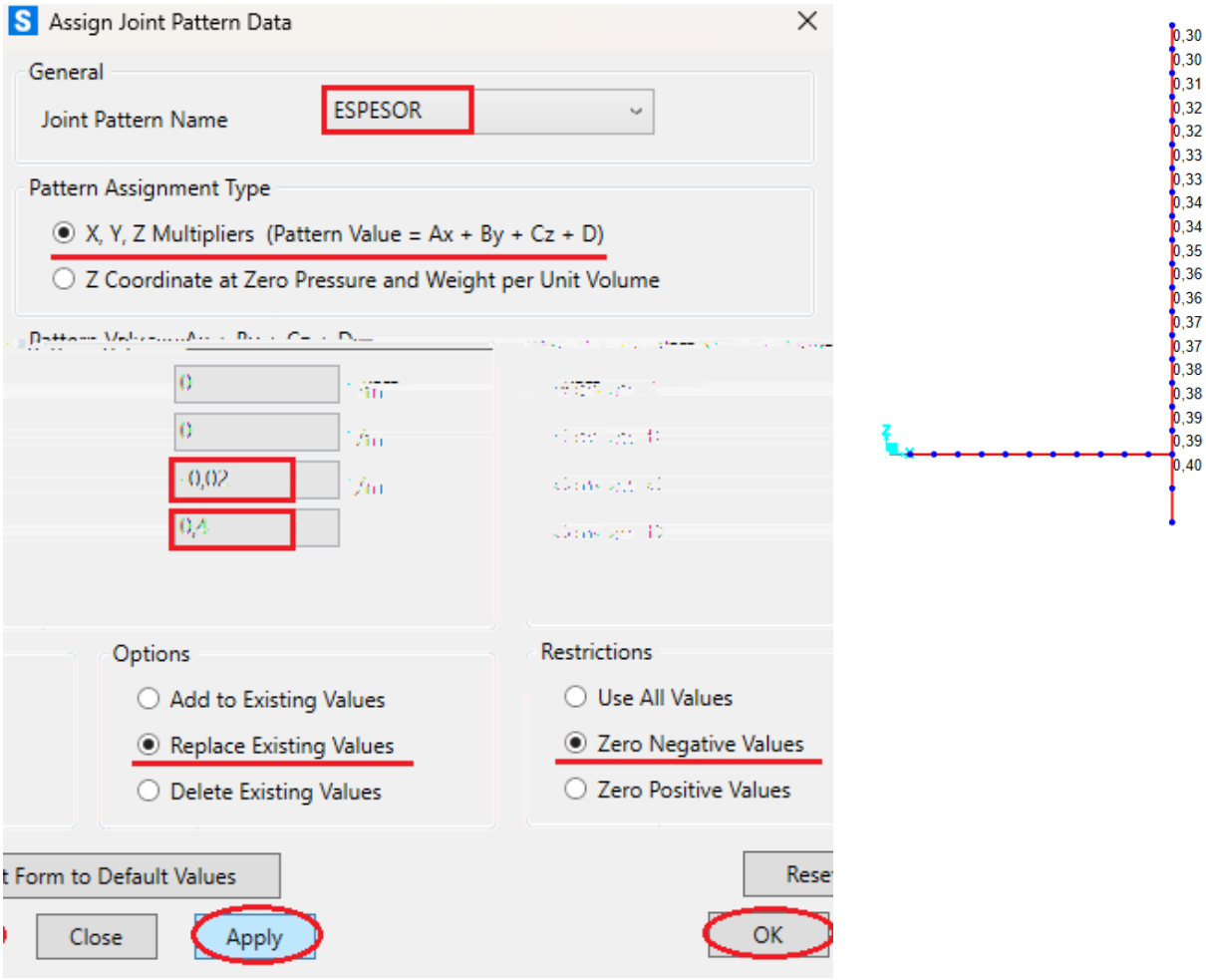


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Luego, en la ventana de asignación de datos de los Joint Pattern, selecciona el nombre **“ESPESOR”** y reemplaza las constantes calculadas. En **“Restrictions”,** elige **“Zero Negative Values”** y en **“Options” → “Replace Existing Values” → “Apply”.** Puedes observar el resultado después de aplicar las instrucciones anteriores (Ver Figura A-B 33).

Figura A-B 33

Proceso para asignar el Joint Pattern ESPESOR



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Ahora, procede a asignar el eje del chaflán. Para ello, selecciona nuevamente la sección del chaflán y calcula las constantes C y D. En el punto situado a una altura de 0 m, el eje se encuentra en 0 m, ya que este punto coincide con el eje inicial del muro. Sin embargo, para el punto a 4,775 m de altura, al asignársele un espesor de 0,30 m, es necesario desplazar el eje para que coincida con el eje del espesor original del muro. Por lo tanto, se ajusta el eje en 0,05 m, como se indica a continuación.

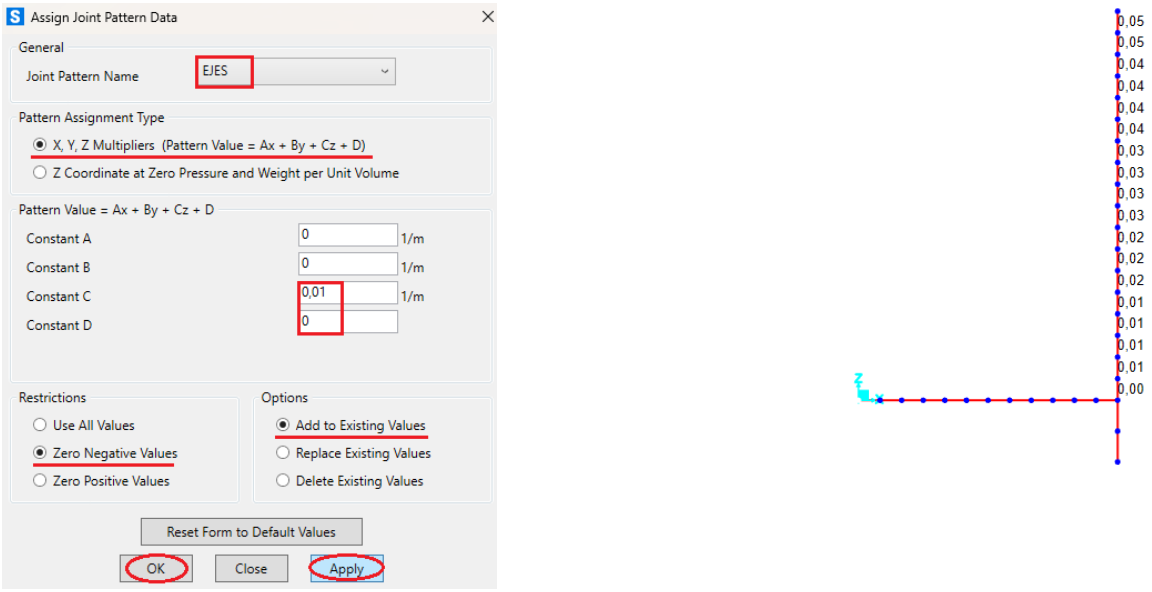
Altura (Z)	**Dist. corre Eje**
0	0
4,775	0,05

Constantes: **C = 0,010; D = 0**

Ahora, asigna los datos de los Joint. En la opción **“Joint Pattern Name”,** selecciona **“EJES”** e ingresa los valores de las constantes C y D. Luego, elige **“Zero Negative Values”** en la sección **“Restrictions”** y en **“Options” → “Replace Existing Values” → “Apply”** (Ver Figura A-B

Figura A-B 34

Proceso para asignar el Joint Pattern Ejes

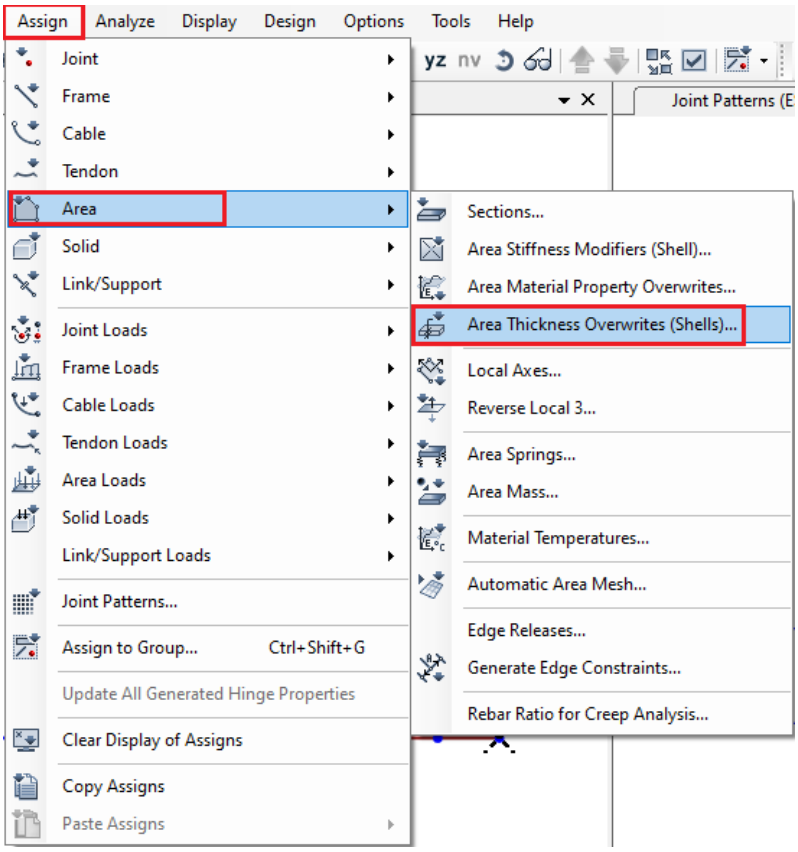


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Para visualizar las modificaciones realizadas, selecciona nuevamente los joints del muro y haz clic en **"Assign" → "Area" → "Area ThickNess Overwrites (Shells)"** (Ver Figura A-B 35).

Figura A-B 35

Proceso para dar el espesor y el cambio de ejes

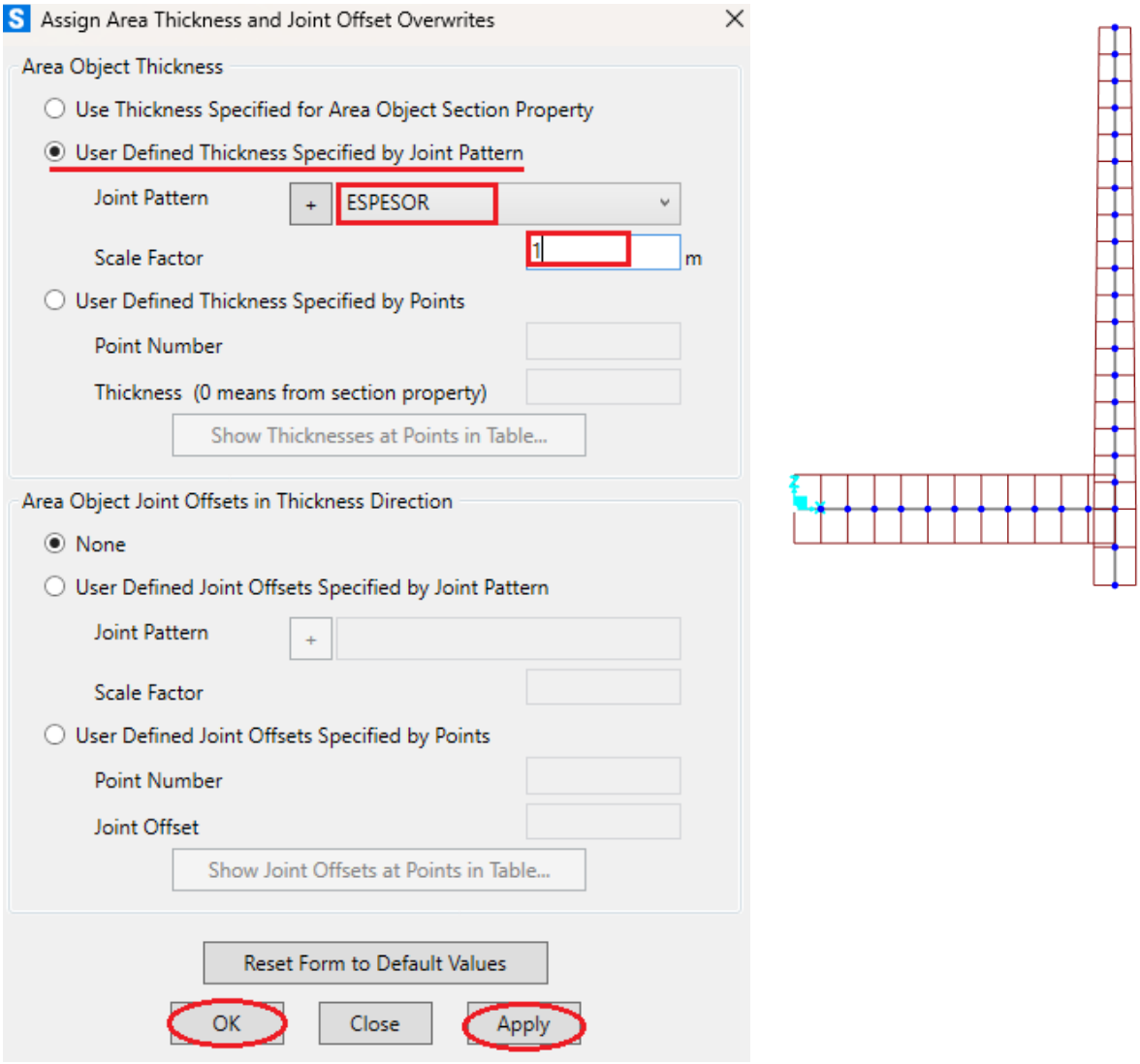


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

En la siguiente ventana, opta por la alternativa **"User Defined ThickNess Specified by Joint Pattern"**. Selecciona **"ESPESOR"** y establece el **"Scale Factor" en** 1, dado que los espesores ya han sido previamente asignados. Concluye el proceso haciendo clic en **"Apply"** (consulta la Figura A-B 36).

Figura A-B 36

Aplicación del espesor



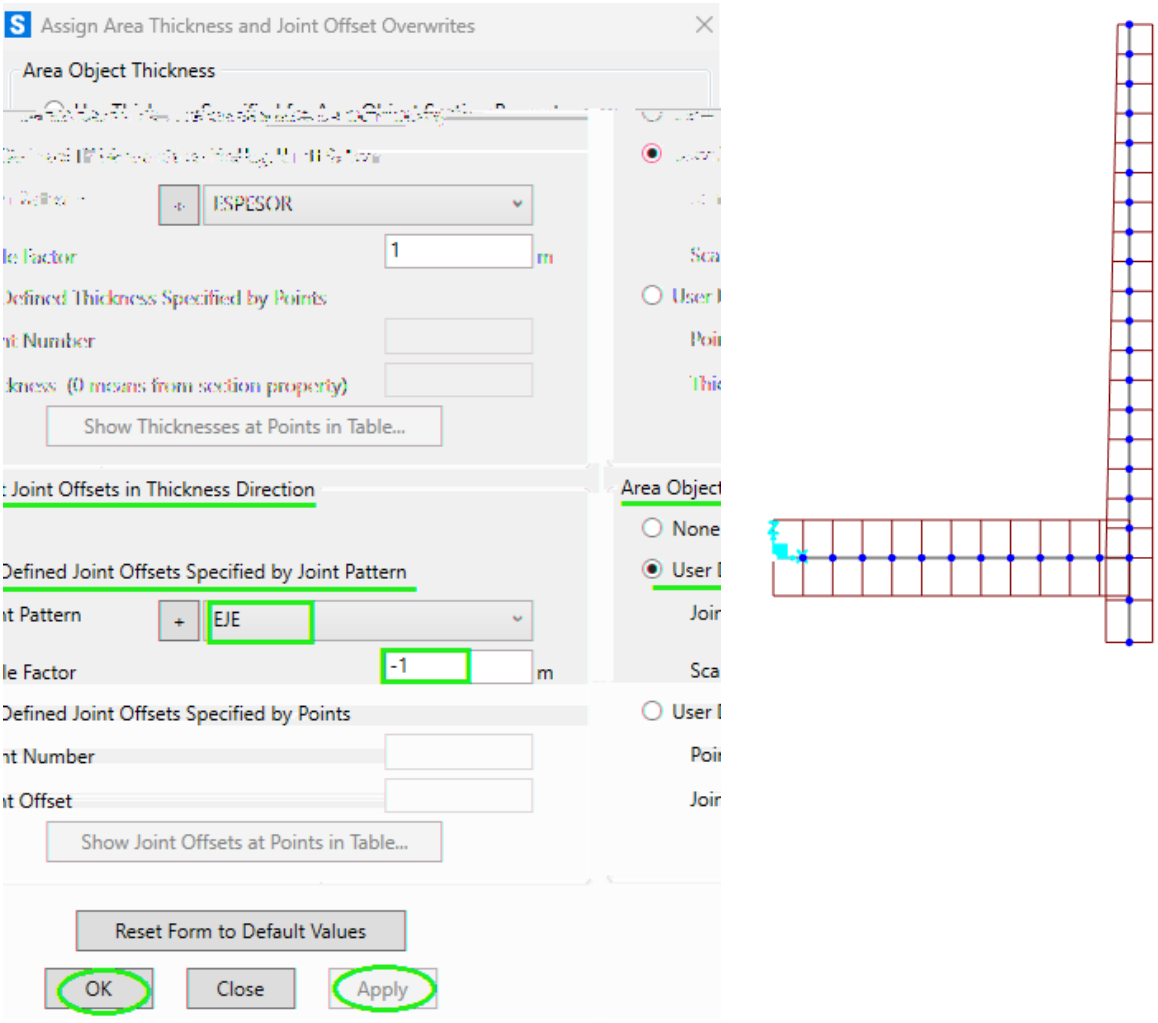
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Selecciona de nuevo **"Assign" → "Area" → "Area ThickNess Overwrites (Shells)"** (ver Figura A-B 48). En esta ocasión, en **"Area Object Joint Offsets in ThickNess Direction"**, opta por **"User Defined Joint Offsets Specified by Joint Pattern"**. Selecciona **"EJES"** y

configura el **“Scale Factor”** en 1 (puedes usar 1 o -1 según la dirección deseada). Finaliza el proceso haciendo clic en **“Apply”** (ver Figura A-B 37).

Figura A-B 37

Aplicación del eje



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Paso 12: Definición de Cargas

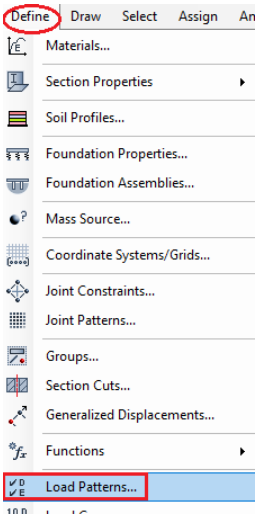
En esta fase, resulta crucial establecer las cargas que incidirán sobre el muro de contención. Dichas cargas se clasifican en dos categorías principales: cargas verticales y cargas horizontales. A continuación, se detalla la manera de definir estas cargas en SAP 2000.

En cuanto a las cargas verticales, se incluyen la Carga Muerta (DEAD), la Carga de barrera (PP barrera), la carga de dado (PP dado), carga de relleno (EV) y carga de relleno sobre la viga (EV sobre viga). En el ámbito de las cargas horizontales, se consideran la Presión lateral de tierras (EH), la Sobrecarga por carga viva (LS), la Colisión vehicular (CT) y las Fuerzas sísmicas (Fuerzas inerciales-Mononobe Okabe).

Dirígete al menú **"Define"** y elige **"Load Patterns"** (Ver Figura A-B 38).

Figura A-B 38

Definición de las cargas que actuaran en el muro

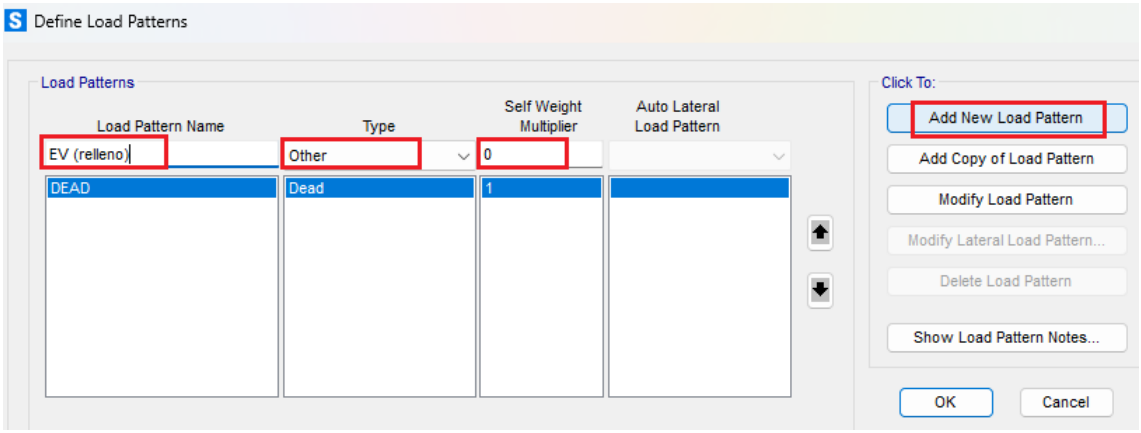


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, nos mostrará la ventana de definición de cargas. Deja la carga **“DEAD”** y crea una nueva carga con el nombre de la misma en **“Load Pattern Name”**, establece **“Type”** → **“other”** y **“Self weight Multiplier”** en 0**,** añade esta nueva carga haciendo clic en **“Add New Load Pattern”,** como se ve en la Figura A-B 39.

Figura A-B 39

Añadiendo Nombre, tipo y factor de carga

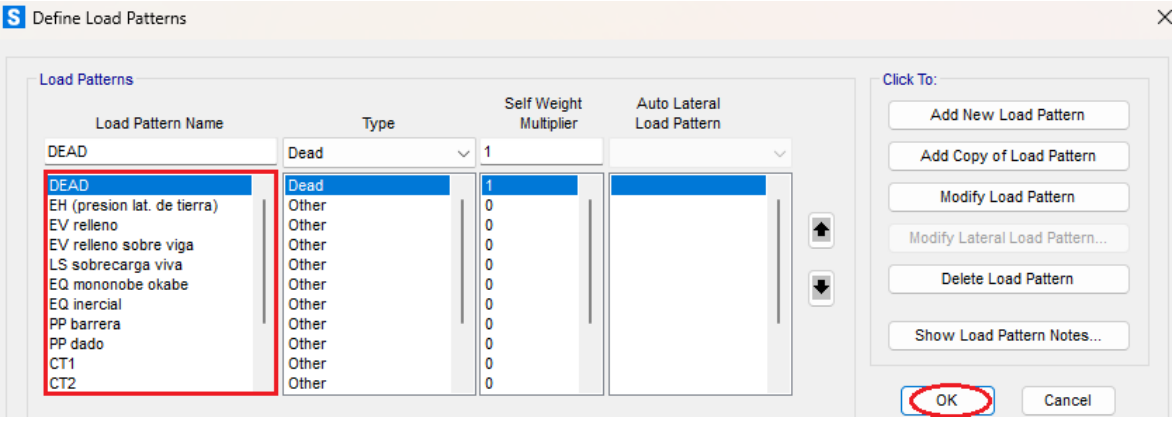


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Repite este proceso para las demás cargas mencionadas y haz clic en **“OK”** para finalizar (Ver Figura A-B 40).

Figura A-B 40

Cargas creadas y añadidas



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Paso 13: Asignación de Cargas

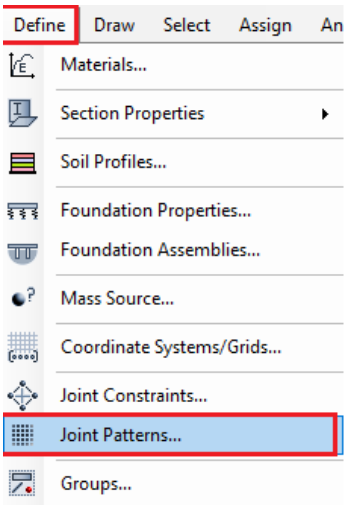
A continuación, procederemos a asignar las cargas que definimos en el Paso 12 al modelo estructural.

- **Asignación de carga por presión lateral de tierras (EH)**

Esta carga se distribuye triangularmente y se gestiona a través de los **"Joint Patterns."** Primero, define los Nudos Patrones en **"Define" → "Joint Patterns"** (Ver Figura A-B 41).

Figura A-B 41

Definición de joint patterns

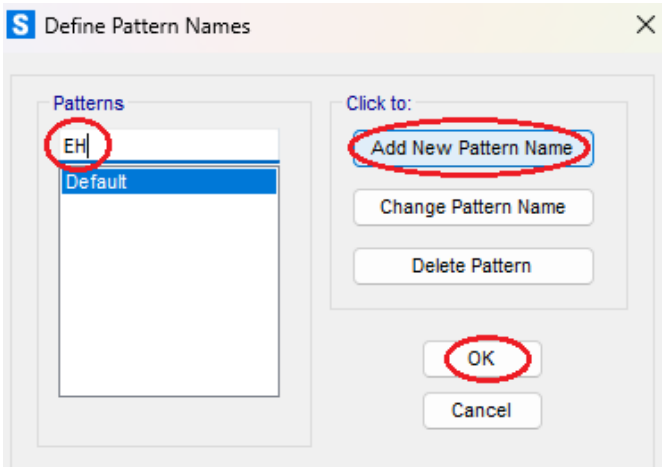


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Luego en la ventana de definición de patrón de nudos se coloca el nombre de la carga, en este caso **"EH"**, posteriormente haz clic en **"Add Pattern Name"** para añadir el nombre y finaliza en **"OK"** Como se muestra en la Figura A-B 42.

Figura A-B 42

Creación de joint pattern de presión lateral de tierras

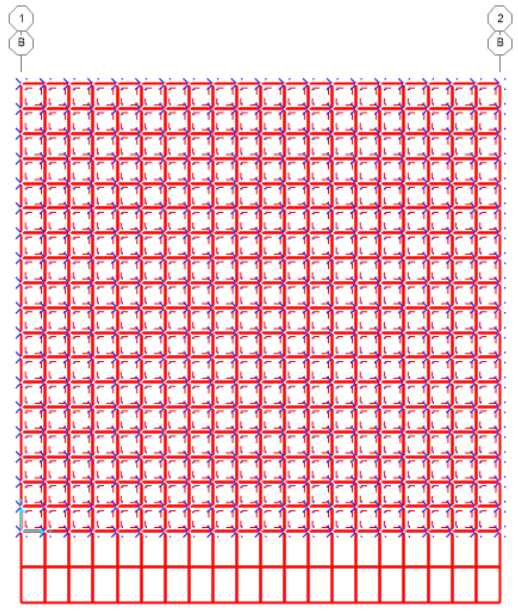


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

A continuación, procede a asignar los Joint Patterns (Patrones de Nudos). Para ello, selecciona los nodos correspondientes, en este caso, ubicados en el muro, ya que es allí donde se ejerce la presión de tierras, distribuida a lo largo de una longitud de 4,775 m, desde el eje del muro hasta su corona. (Ver Figura A-B 43)

Figura A-B 43

Selección del vástago donde ira aplicada la carga EH

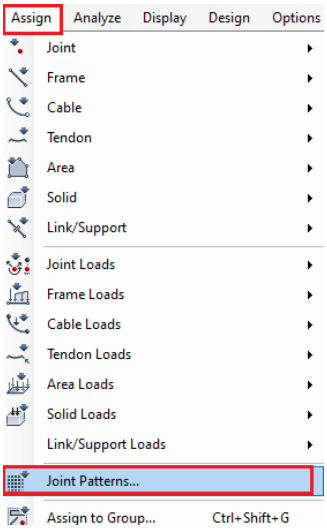


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Luego ve a la herramienta **“Assing” → “Joint Patterns”** (Ver Figura A-B 44).

Figura A-B 44

Asignación de joint patterns

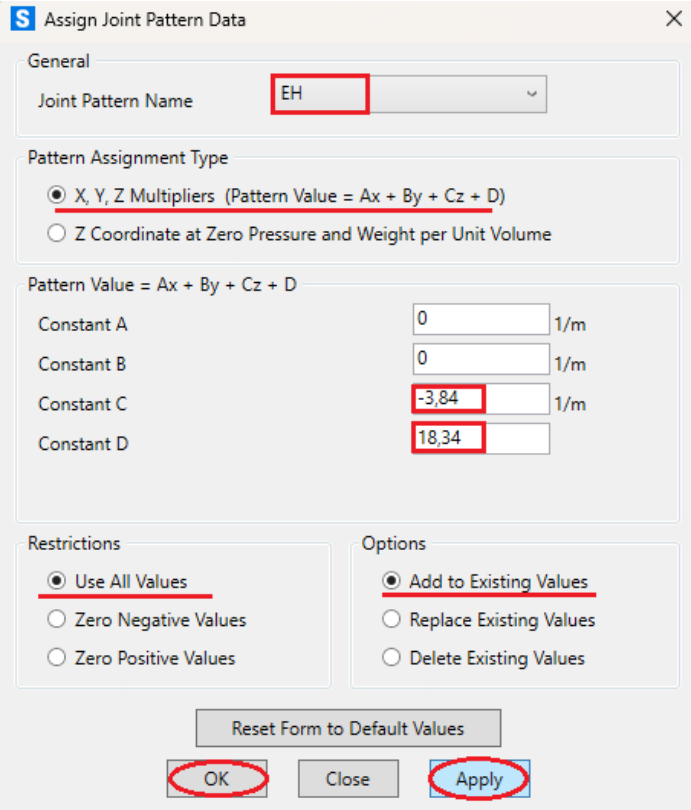


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

El programa abrirá la ventana **"Pattern Data"** (Datos de patrones), donde en el campo **"Pattern Name"** selecciona la opción **(EH).** Luego, ingresa los valores correspondientes a la función del empuje de tierras ejercido sobre el muro. Las constantes A y B tienen un valor de 0, ya que la variación de la presión de tierras se produce en el eje Z. Para este eje, la constante C toma el valor de -3,84, y la constante D es igual a 18,34. Después, haz clic en **"Apply"** → **"OK"**, tal como se indica en la Figura A-B 45.

Figura A-B 45

Ingreso de constantes C y D para Joint Pattern EH



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Para determinar la constante D se hizo por medio de una fórmula de pendiente, teniendo en cuenta los datos de la relación de la altura con el valor de la carga aplicada en ese punto. Como se muestra a continuación:

$$EH = \gamma\ suelo\ (H)\ Ka$$

$$\boldsymbol{EH = (16\ kN/m^3)\ 0,24\ (4,775\ m)\ = \ 18,34\ kN/m^2}$$

Ahora, en Z= 0 m hay una carga aplicada de 18,34 kN/m^2 y en Z= 4,775 m hay una carga de 0 kN/m^2, Por lo que tenemos:

ALTURA (Z)	PRESION LATERAL
0	18,34
4,775	0

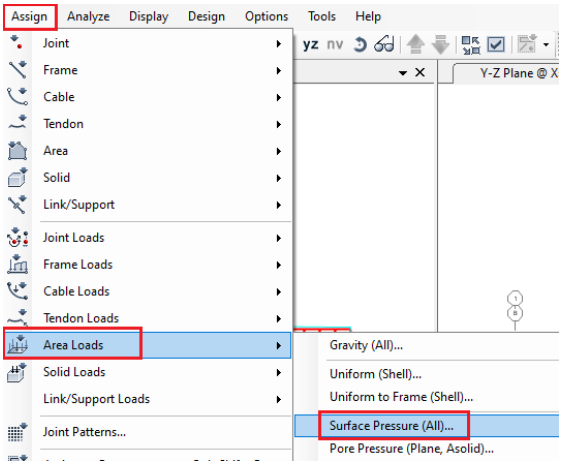
Constantes: D= $\frac{18{,}34 - \frac{0}{4{,}775} * 0}{1 - \frac{0}{4{,}775}}$ = 18,34

C= $\frac{0 - 18{,}34}{4{,}775}$ = - 3,84

Ahora procederemos a asignar la carga de presión en el muro. En primer lugar, selecciona nuevamente todos los elementos que componen el muro, tanto nudos como áreas, siguiendo el mismo proceso realizado anteriormente para la asignación de los “Joint”. Luego, dirígete a **“Assing” → “Area Loads” → “Surface Pressure (All)”**, según se visualiza en la Figura A-B 46.

Figura A-B 46

Proceso para Asignación de la carga EH

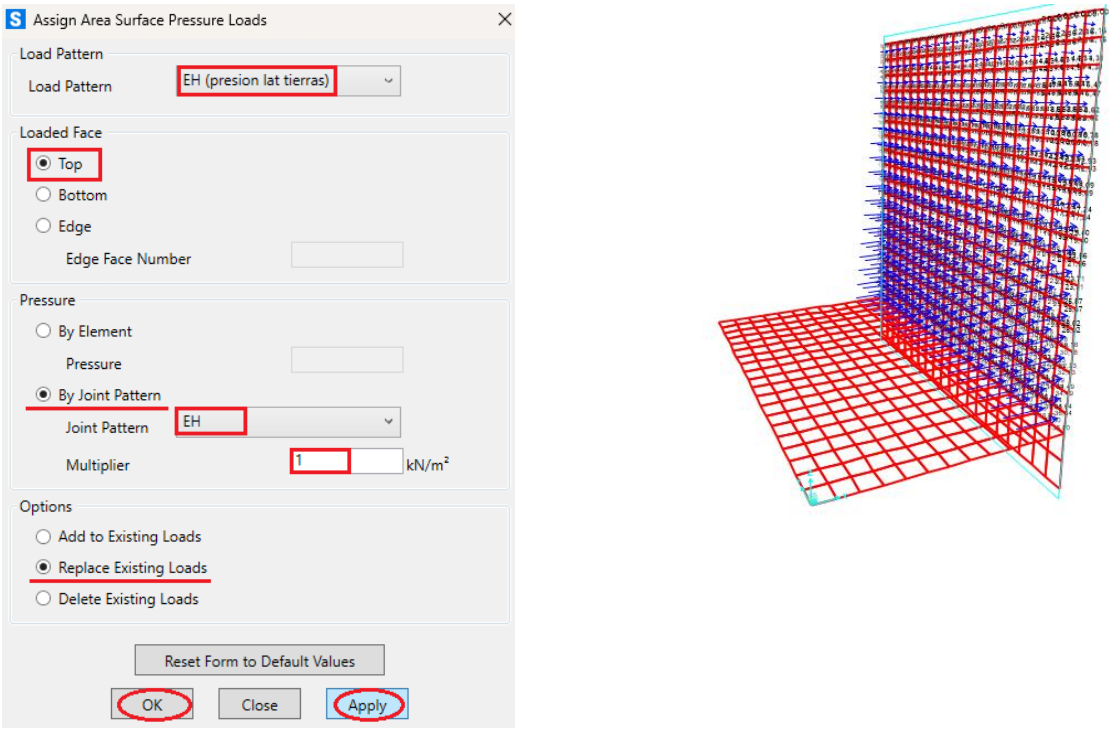


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

A continuación, se abrirá la ventana correspondiente, donde en el campo **“Load Patterns Name”** selecciona el nombre del estado de carga (EH). Posteriormente, indica la cara sobre la cual se ejercerá la presión; en este caso, selecciona “**Top”** en **“Face”**. Luego, en **“Pressure”** → “**By Joint Pattern”** → **“EH”**, ya que la presión se aplicará mediante una función definida por el patrón de nudos especificado. En el factor multiplicador, establece 1, ya que la dirección de la carga sigue el mismo sentido del eje local 3, es decir, el eje Z. A continuación, selecciona “**Replace Existing Loads”** → **“Apply”** → **“OK”** (ver Figura A-B 47).

Figura A-B 47

Asignación de la carga EH en el área del vástago definida



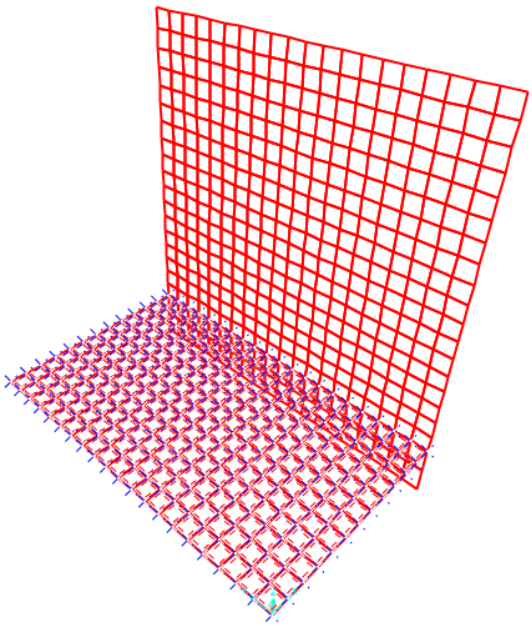
Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

- **Asignación de carga de Relleno (EV)**

Esta carga de relleno se distribuye de manera uniforme en toda el área de la zapata. Para ello, el primer paso es seleccionar el área de la zapata a la cual se aplicará la carga, en este caso, abarcando toda el área (ver Figura A-B 48).

Figura A-B 48

Selección del área de zarpa para asignar la carga EV

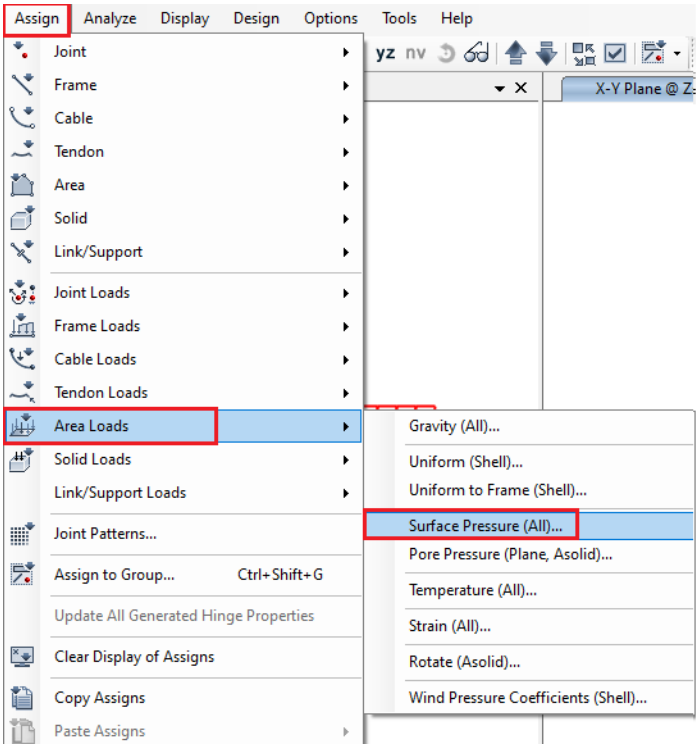


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

A continuación, accede a la herramienta **“Assign” → “Area Loads” → “Surface Pressure (All)”**, tal como se indica en la Figura A-B 49.

Figura A-B 49

Proceso para asignar la carga en el área de la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, en la ventana emergente, procederemos a asignar la carga al área. Para ello, en **"Load Pattern"**, selecciona **"(EV) relleno"**. En **"Loaded Face"**, elige **"Top"**, y en **"Pressure"**, selecciona **"By Element"**, ya que esta carga se asignará por elemento. En este caso, especificamos 71,20 kN/m^2, calculado de la siguiente manera:

Altura de relleno 4,45 m sobre la zapata

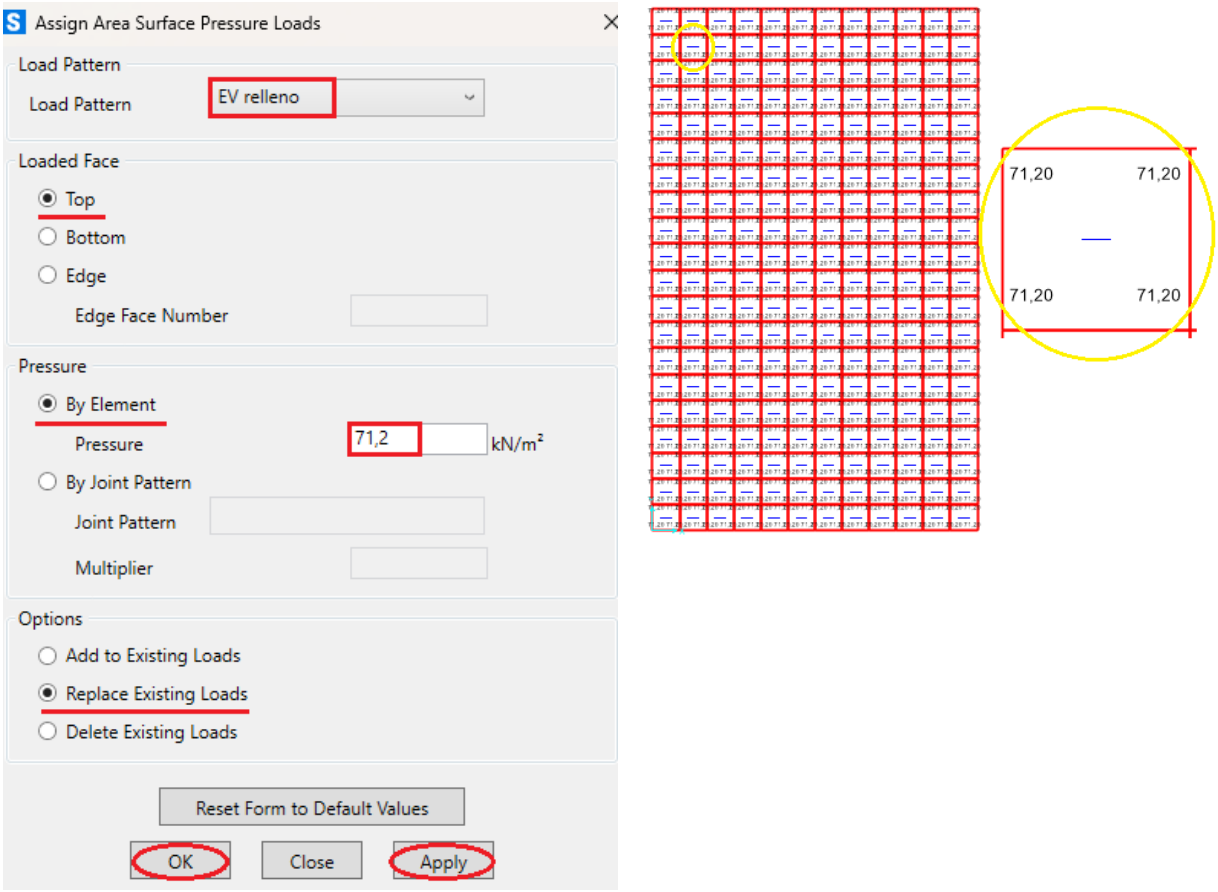
$$EV = Altura\ del\ relleno\ (\gamma\ suelo)$$

$$\boldsymbol{EV = (4,45\ m)\ 16\ kN/m^3 = 71,20\ kN/m^2}$$

Luego, haz clic en **“Replace existing Loads” → “Apply” → “OK”**, a continuación, en cada Shell del elemento de la zapata, se mostrará la presión que le asignamos, como se muestra en la Figura A-B 50.

Figura A-B 50

Carga de relleno EV correctamente asignada



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

- **Asignación de sobrecarga por carga viva (LS)**

En primer lugar, para calcular la sobrecarga por carga viva de acuerdo al CCP-14, se tiene en cuenta la ecuación (3.11.6.4-1) que se encuentra en la sección 3.11.6.4-Sobrecarga por carga viva (LS) del CCP-14 (Ver Figura A-B 51)

Figura A-B 51

Ecuación para calcular la sobrecarga viva LS

$$\Delta_p = k\gamma_s h_{eq} x10^{-9} \qquad (3.11.6.4\text{-}1)$$

donde:

Δ_p = presión constante horizontal de suelo debida a la sobrecarga por carga viva (MPa)
γ_s = peso unitario total de suelo (kN/m³)
k = coeficiente de presión lateral de suelo
h_{eq} = altura equivalente de suelo para carga vehicular (mm)

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14.

Para determinar la altura equivalente de suelo para la carga vehicular, consultamos la siguiente tabla del CCP-14.

Figura A-B 52

Alturas equivalentes

Tabla 3.11.6.4-2 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14.

Dado que la altura es de 5,10 m y la distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico supera los 300 mm, el valor de "h_{eq}" se establece en 600 mm, como se ilustra en la Figura A-B 52. Por consiguiente, la sobrecarga por carga viva se calcularía de la siguiente manera:

$$LS = (K_a)\ \gamma\ suelo\ (h_{eq})\ 10^{-3}$$

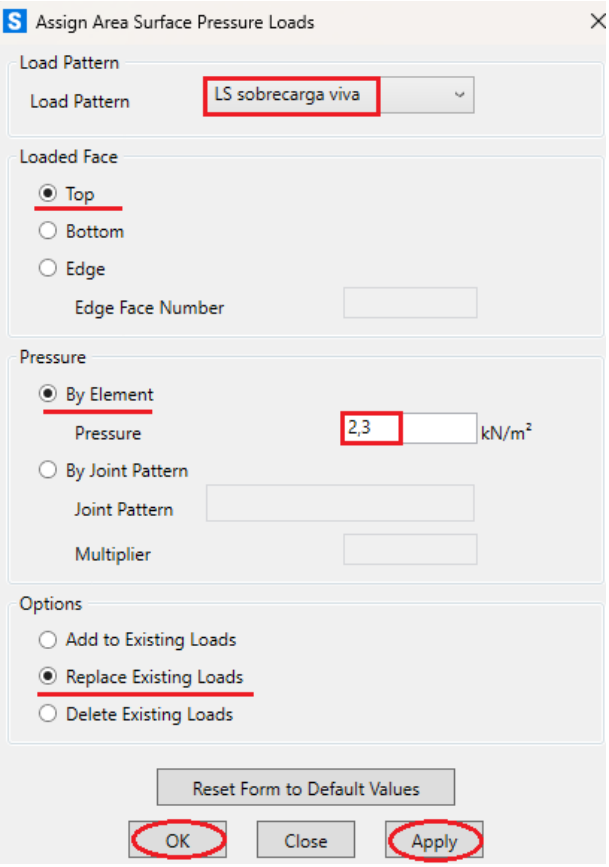
$$LS = (0{,}24)\ 16\ kN/m^3\ (600\ mm)\ 10^{-3}$$

$$\boldsymbol{LS = 2{,}30\ kN/m^2}$$

Ahora que disponemos de este dato, procedemos a seleccionar todo el muro, ya que es donde se aplicará esta presión. Luego, accede a la herramienta **"Assing" → "Area Loads" → "Surface Pressure (All)"**, de manera similar a lo realizado previamente (ver Figura A-B 49). En la ventana que se abre, asigna la carga al área siguiendo estos pasos: en **"Load Pattern"** elige **"LS (Sobrecarga viva)"**, en **"Loaded Face"** selecciona **"Top"**, en **"Pressure"** opta por **"By Element"** y establece el valor en 2,30 kN/m^2 (ver Figura A-B 53).

Figura A-B 53

Asignación de la carga LS sobrecarga viva

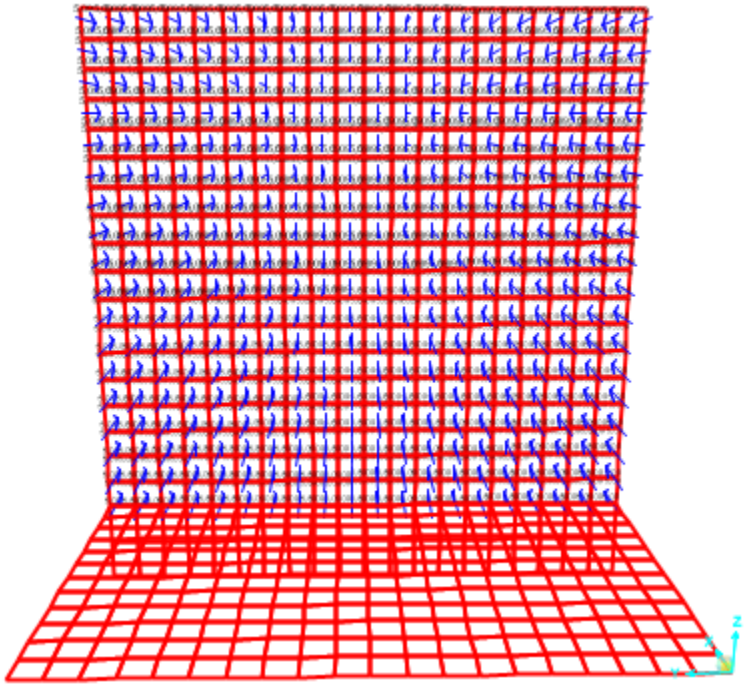


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Finalmente, la carga de sobrecarga viva ha sido asignada al muro, tal como se muestra en la Figura A-B 54.

Figura A-B 54

Sobrecarga viva asignada correctamente en el vástago del muro



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

- **Asignación de carga por colisión vehicular (CT)**

Este proyecto se define con un nivel de ensayo TL-1, tal como se establece en el capítulo 13.7.2 del CCP-14.

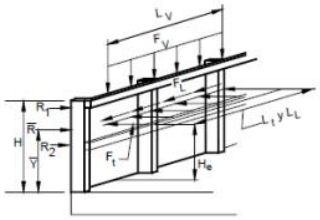
De acuerdo con esta normativa, la Figura A-B 55 de la tabla A13.3-1 del CPP-14 presenta las cargas que deben ser consideradas según el nivel de ensayo:

Figura A-B 55

Tabla de fuerzas según niveles de ensaño para barandas vehiculares

Tabla A13.2-1 — Fuerzas de diseño para barandas vehiculares

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290



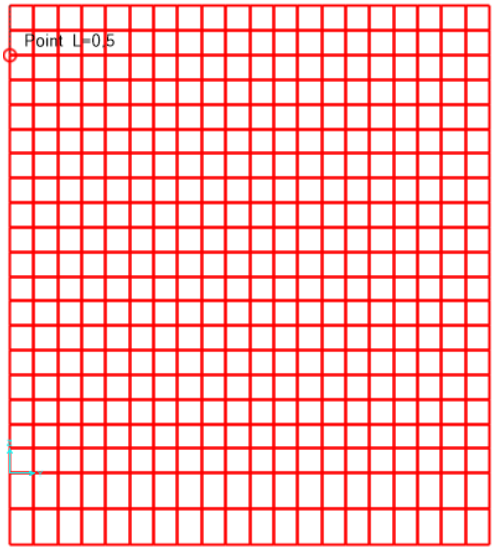
Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14.

En consecuencia, se especifica una carga horizontal de 60 kN, aplicada en un ancho de 1,22 m y a una altura de 0,46 m, además de una carga vertical de 20 kN, distribuida en un ancho de 5,50 m. Sin embargo, en este caso, la carga vertical se aplicará a lo largo de 4,90 m, ya que corresponde a la extensión del muro.

Para incorporar la carga horizontal en el modelo de manera precisa, es crucial que esté ubicada exactamente a 0,46 m desde la corona del muro. Para lograr esto, se realiza una medición inicial como se muestra en la Figura A-B 56.

Figura A-B 56

Medición para saber la ubicación de la carga horizontal

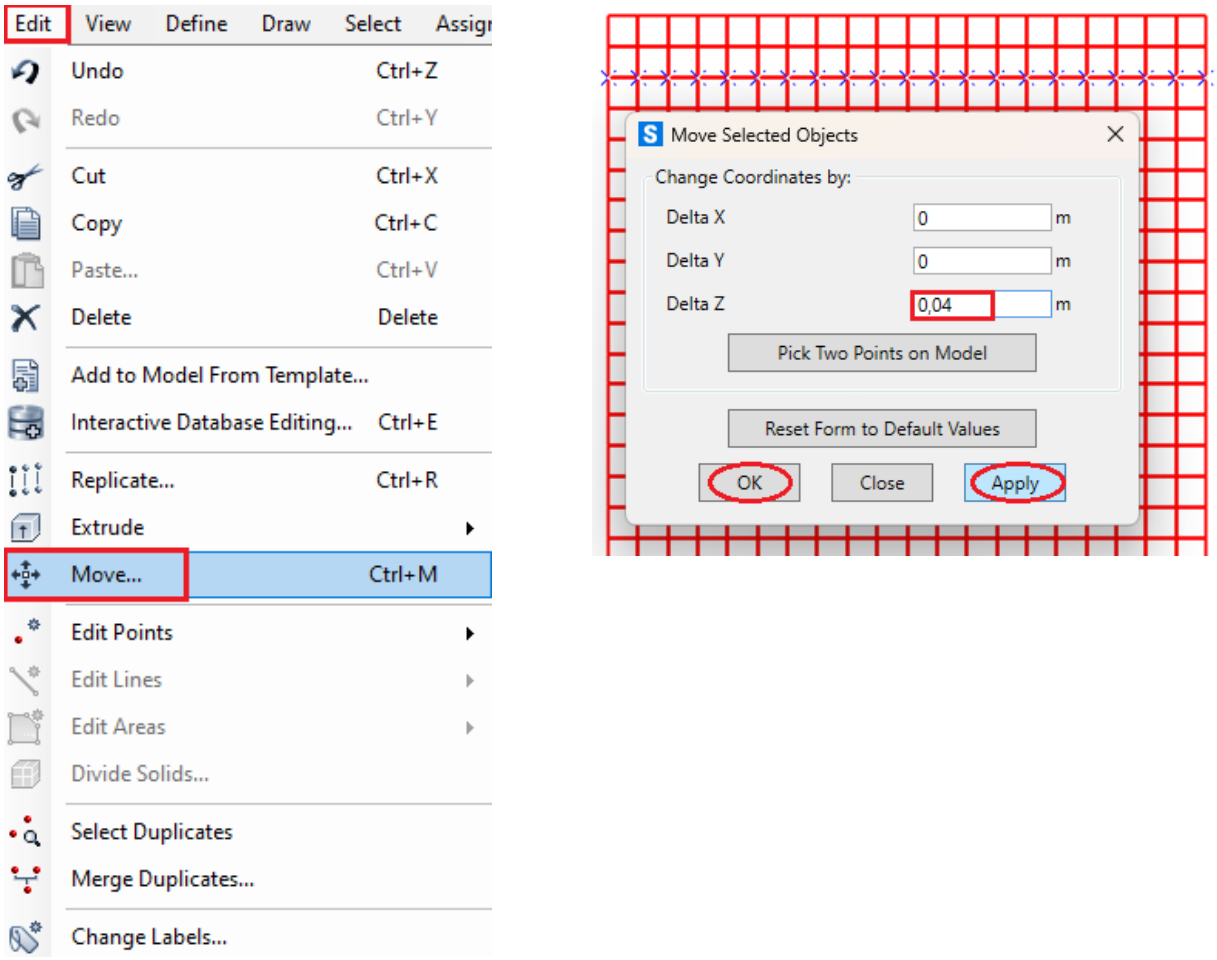


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, es necesario desplazar la línea de la cuadrícula en una distancia de 0,04 m (calculada como 0,50 m - 0,46 m = 0,04 m). Para lograrlo, selecciona toda la línea y haz clic en **"Edit" → "Move"**. Luego, introduce el valor de la longitud que deseas desplazar en la casilla **"Delta Z"** (Ver Figura A-B 57).

Figura A-B 57

cambiando posición de línea para que quede a la distancia requerida para la carga vehicular



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

La carga de colisión vehicular se aplica a los joints, lo que resulta en:

Carga horizontal: 60 kN / 1,22 m = 49,18 kN/m; en una longitud de 1,22 m, hay aproximadamente 6 joint, y cada uno recibe una carga de 8,20 kN.

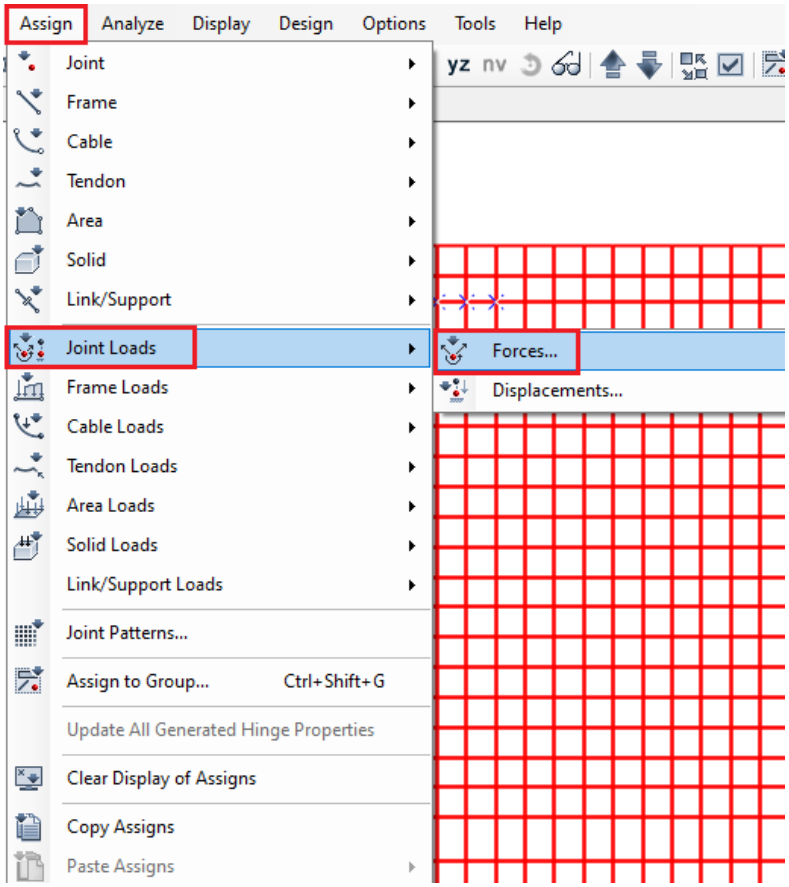
Carga vertical: 20 kN / 4,90 m = 4,08 kN/m; en una longitud de 4,90 m, hay 21 joint y a cada uno le llega una carga de 0,194 kN.

Dado que se simularán diversos escenarios de colisiones vehiculares a lo largo del muro, resulta crucial definir varios patrones de carga en **"Load Pattern"**, por ejemplo, (CT1, CT2, CT3, CT4, CT5, CT6). Por esta razón, se han creado seis casos de carga distintos.

Para asignar la carga horizontal CT, selecciona los seis joint y luego ve a **"Assign"→ "Joint Loads" → "Forces"**, según se ilustra en la Figura A-B 58.

Figura A-B 58

Proceso para asignación de la carga de colisión vehicular a los joint

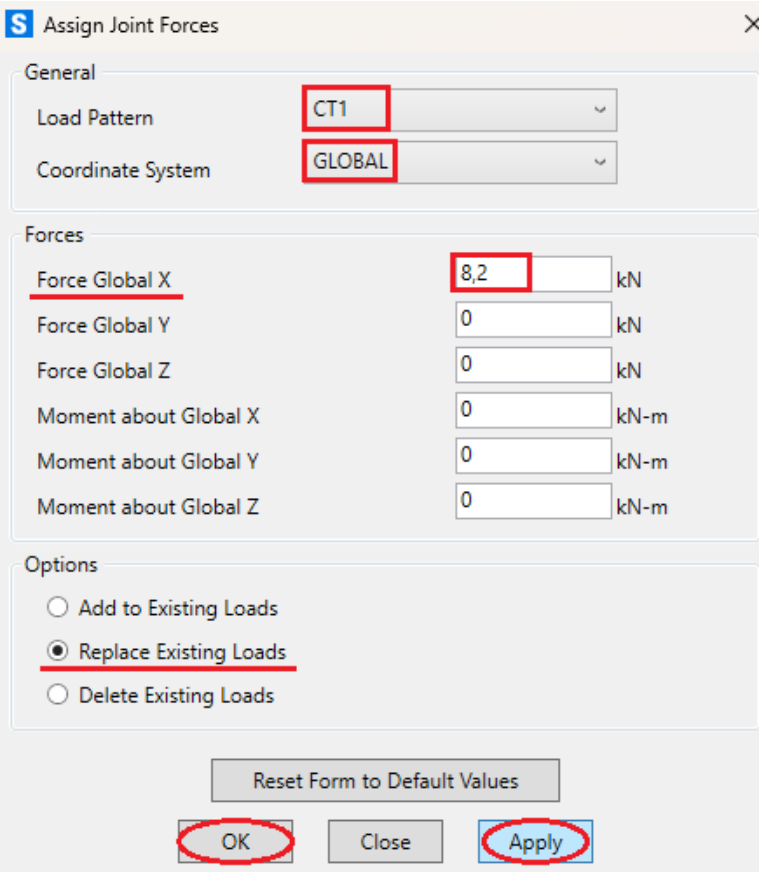


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Posteriormente, en la siguiente ventana, elige el patrón de carga (CT1) en **"Load Pattern"**. Selecciona el sistema de coordenadas (GLOBAL) y, dado que la carga se aplica en la dirección del eje X, introduce un valor de 8,20 kN en **"Force Global X"**. Concluye el proceso haciendo clic en **"Replace Existing Loads" → "Apply" → "OK"** (ver Figura A-B 59).

Figura A-B 59

Asignación de carga horizontal CT1

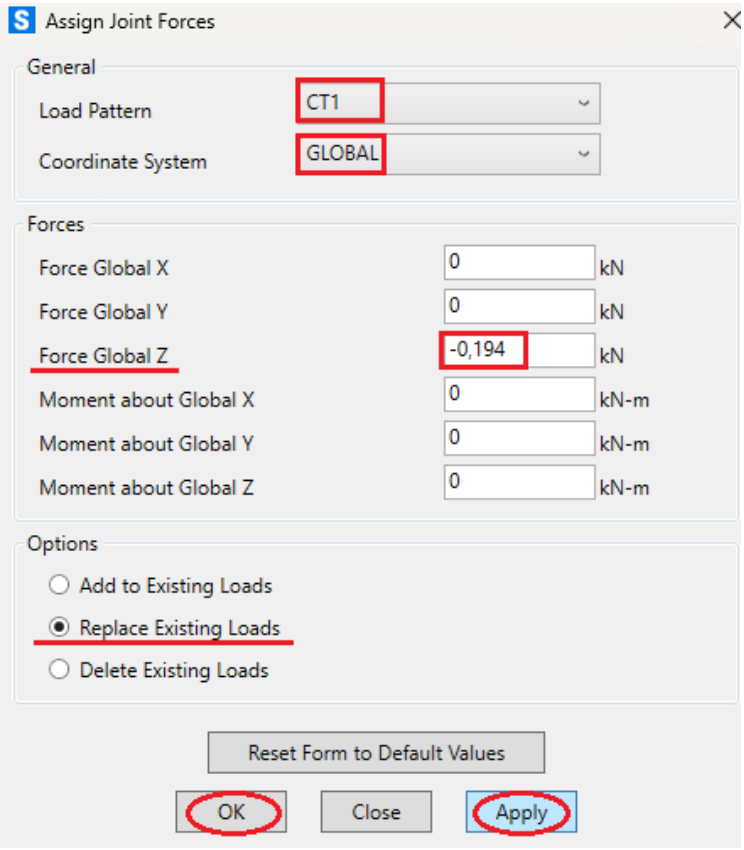


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Para la carga vertical, sigue el mismo procedimiento descrito anteriormente. Sin embargo, coloca la carga de 0,194 kN en la casilla **“Force Global Z”** con un valor negativo, ya que se dirige en sentido contrario (Ver Figura A-B 60).

Figura A-B 60

Asignación de carga vertical CT1 a los joint

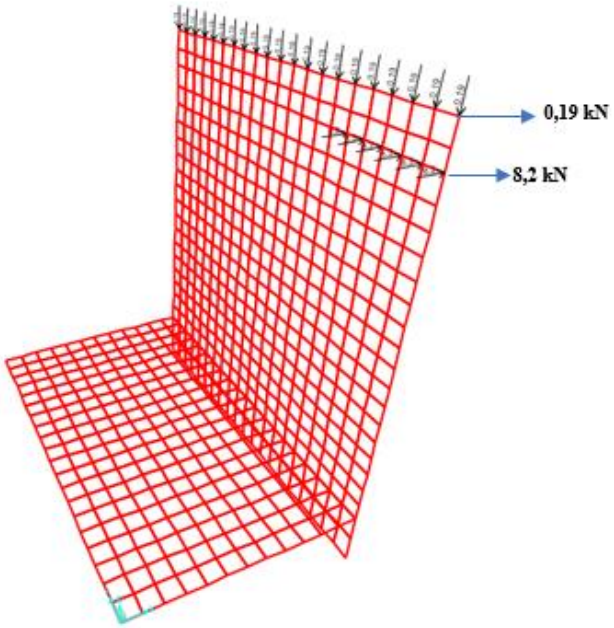


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

La asignación al modelo de la carga de colisión vehicular para el caso de carga 1 se ilustra en la Figura A-B 61.

Figura A-B 61

Carga CT1 aplicada al modelo



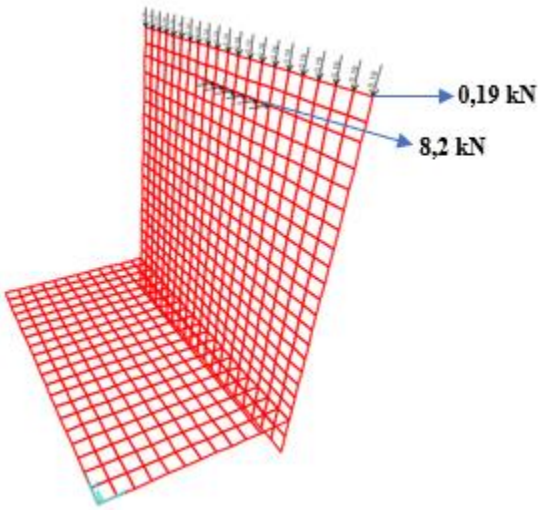
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Para asignar los demás casos de carga, sigue el mismo procedimiento mencionado anteriormente. A continuación, se presentan los casos de carga CT2, CT3, CT4, CT5, CT6 asignados en el modelo.

Caso de carga colisión vehicular 2 (CT2) (Ver Figura A-B 62):

Figura A-B 62

Carga CT2 aplicada al modelo

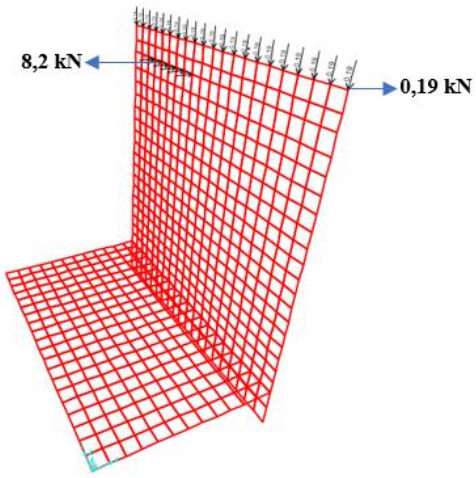


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Caso de carga colisión vehicular 3 (CT3) (Ver Figura A-B 63):

Figura A-B 63

Carga CT3 aplicada al modelo

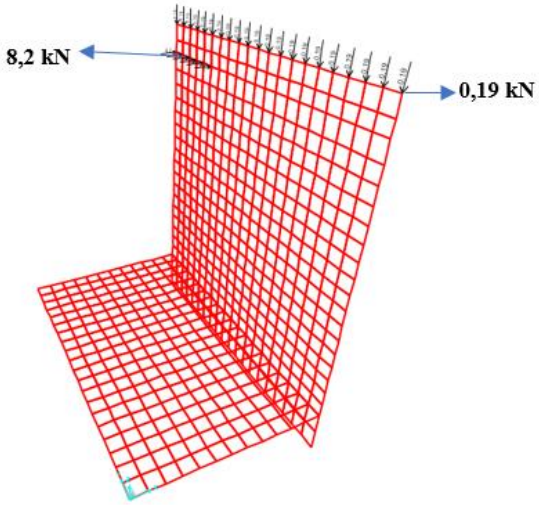


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Caso de carga colisión vehicular 4 (CT4) (Ver Figura A-B 64):

Figura A-B 64

Carga CT4 aplicada al modelo

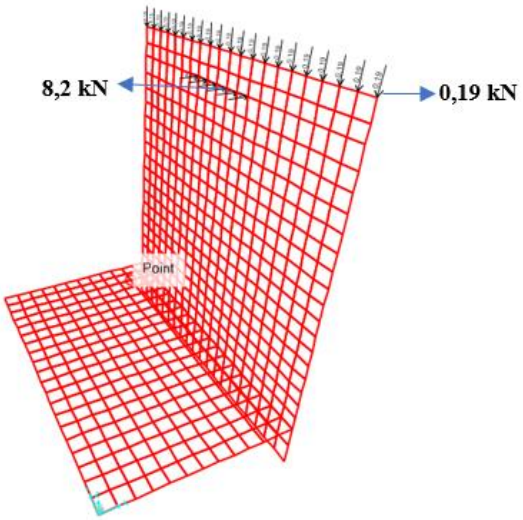


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Caso de carga colisión vehicular 5 (CT5) (Ver Figura A-B 65):

Figura A-B 65

Carga CT5 aplicada al modelo

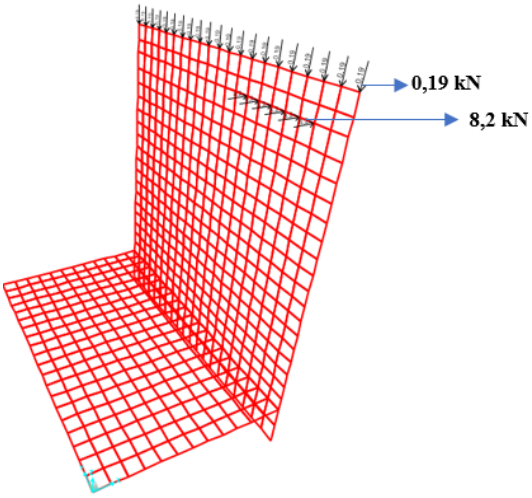


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Caso de carga colisión vehicular 6 (CT6) (Ver Figura A-B 66):

Figura A-B 66

Carga CT6 aplicada al modelo



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

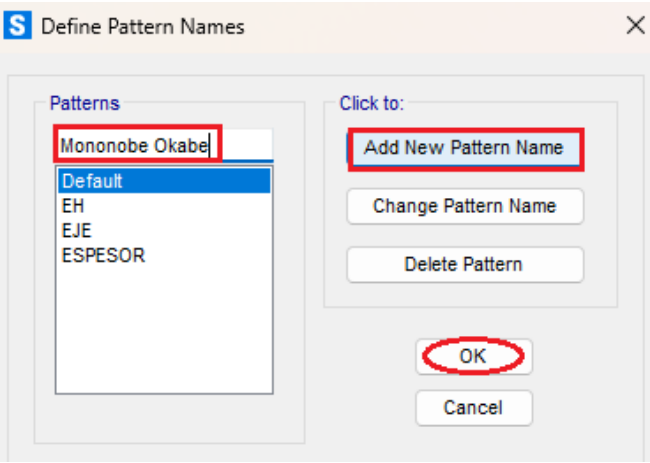
- **Asignación de carga sísmica o seudoestática Mononobe Okabe**

La carga sísmica o seudo estática Mononobe-Okabe se distribuye de manera triangular y se gestiona a través de los **“Joint Patterns”.** Primero, define los Nodos Patrones en **“Define” →”Joint Patterns”** como se hizo en la Figura A-B 41.

Después, en la ventana de definición de patrón de nodos, ingresa el nombre de la carga, en este caso, **“MONONOBE OKABE”**. A continuación, selecciona **“Add Pattern Name”** para incluir el nombre y finaliza haciendo clic en **“OK”**, como se ilustra en la Figura A-B 67.

Figura A-B 67

Definición de joint pattern Mononobe Okabe

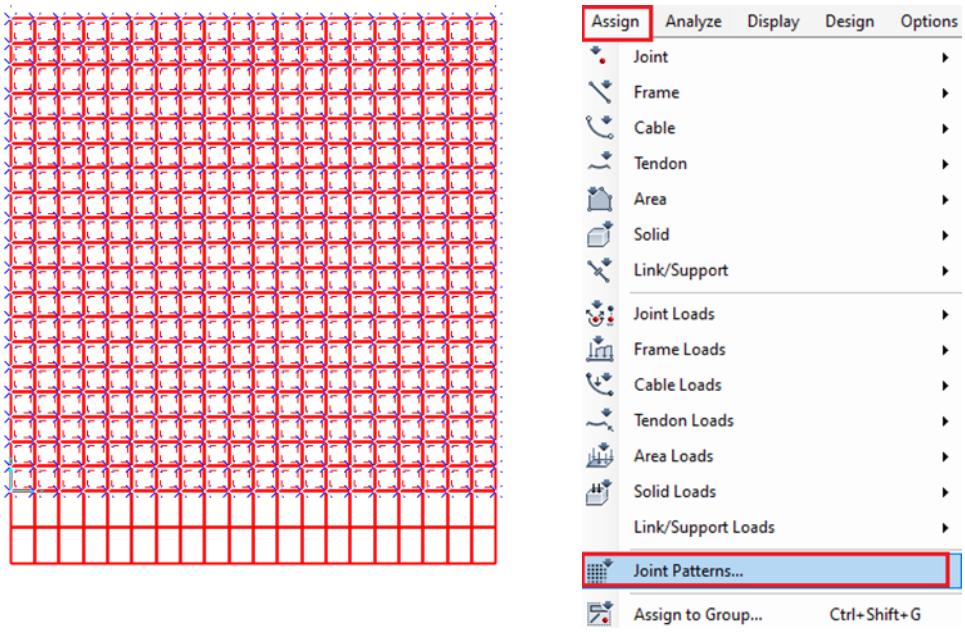


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Lo siguiente es asignar los Joint Patterns (Patrones de Nodos). Para ello, selecciona los nodos en los que se aplicará dicho patrón. En este caso, se aplicará en el muro, donde se ejerce la fuerza sísmica distribuida a lo largo de toda su longitud. Después, ve a la herramienta **"Assign"** → **"Joint Patterns"**, tal como se presenta en la Figura A-B 68.

Figura A-B 68

Selección del vástago donde ira la carga aplicada y proceso de asignación del Joint Pattern

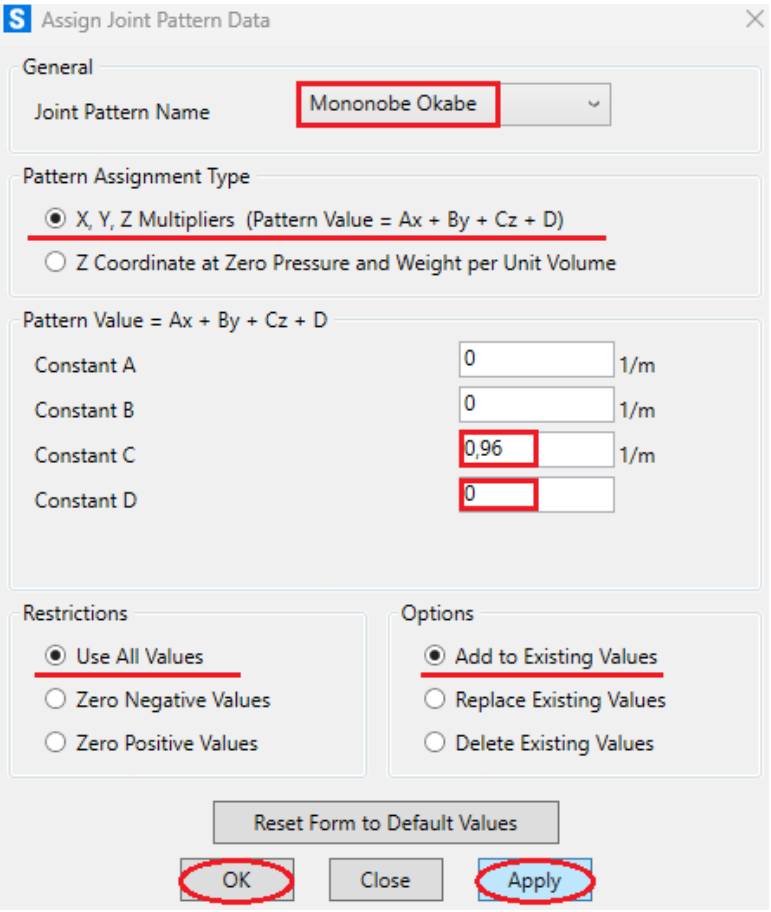


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

El programa abrirá la ventana **"Pattern Data"** (Datos del patrón), donde en **"Pattern Name"** elige la opción (Mononobe Okabe). Las constantes A y B tienen un valor de 0, mientras que la constante C tiene un valor de 0,96 y la constante D es igual a 0. Posteriormente, haz clic en **"Apply"** → **"OK"**, tal como se indica en la Figura A-B 69.

Figura A-B 69

Ingreso de las constantes C y D para asignación de Joint Pattern Mononobe Okabe



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Para calcular la constante D, se emplea una fórmula, considerando los datos de la relación entre la altura y el valor de la carga aplicada en ese punto, como se ilustra a continuación:

$$Mononobe\ Okabe\ =\ \gamma\ suelo\ \left(K_{eq}\right) H$$

$$\boldsymbol{Mononobe\ Okabe}\ =\ (\mathbf{16}\ kN/m^3)\ \mathbf{0,06}\ (\mathbf{4,775}\ m)\ =\ \mathbf{4,58}\ kN/m^2$$

En Z=0 m se aplica una carga de 0 kN/m^2, y en Z=4,775 m hay una carga de 4,58 kN/m^2.

Por lo tanto, obtenemos:

ALTURA (Z)	PRESION LATERAL
0	0
4,775	4,58

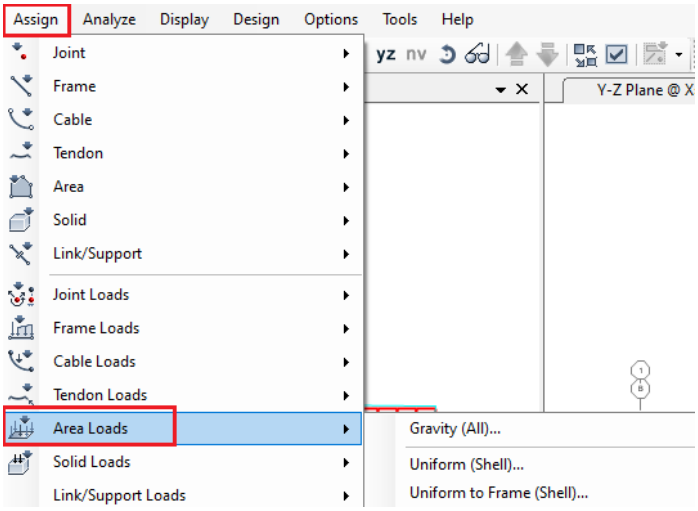
Constantes: $D = \frac{0 - \frac{4,58}{4,775} * 0}{1 - \frac{0}{4,775}} = 0$

$C = \frac{4,58 - 0}{4,775} = 0,96$

Ahora procederemos a asignar la carga de presión en el muro. En primer lugar, selecciona todos los elementos que componen el muro (nodos y áreas), siguiendo el mismo procedimiento utilizado anteriormente para la asignación de los Joint Patterns. Luego, ve a **"Assing" → "Area Loads" → "Surface Pressure (All)"**, como se muestra en la Figura A-B 70.

Figura A-B 70

Asignación de la carga en el área del vástago seleccionada

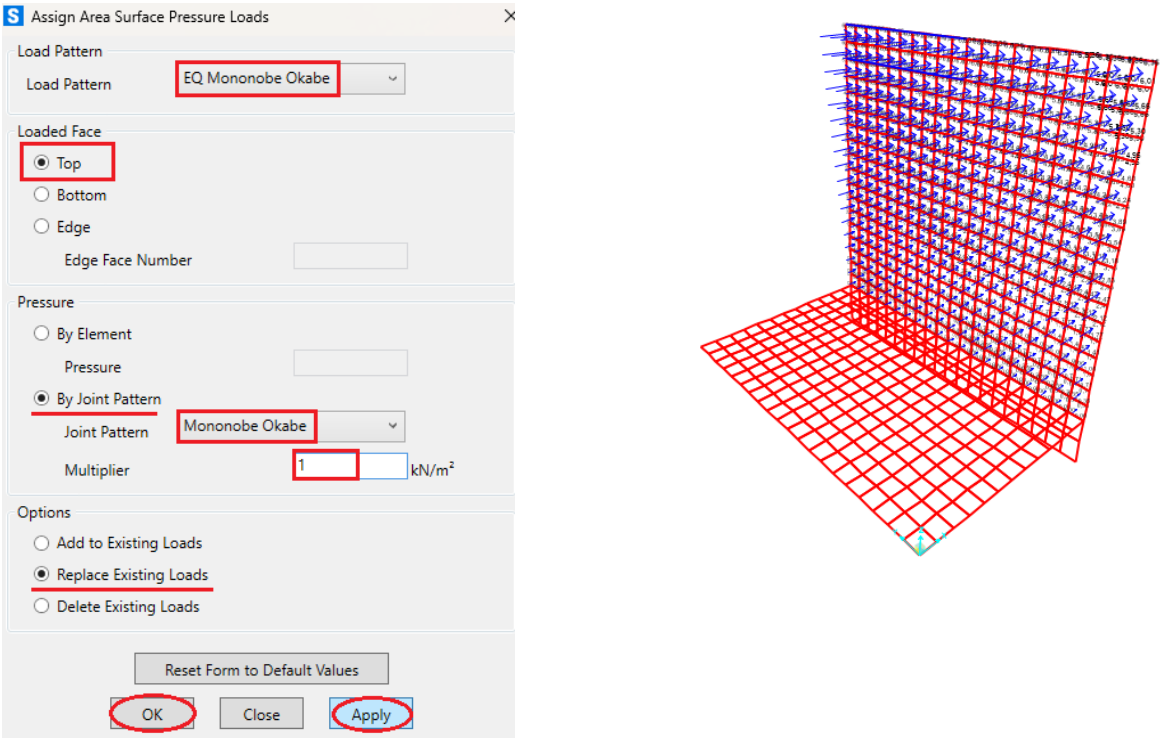


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

En la ventana emergente, en **“Load Patterns Name”,** Selecciona el nombre del estado de carga que estará actuando, que en este caso es **“EQ Mononobe Okabe”**. Luego, indica la cara sobre la cual se ejercerá presión, en este caso, en **“Loaded Face”,** elige **“Top”**. A continuación, selecciona en **“Pressure” → “By Joint Pattern” → “Mononobe Okabe”**, ya que la presión será ejercida mediante una función de patrón de nudos definidos. En el factor multiplicador, ponga 1 porque la dirección de la carga va en el mismo sentido del eje local 3, es decir, el eje Z. Finalmente, selecciona **“Replace Existing Loads” → “Apply” → “OK”** (Ver Figura A-B 71).

Figura A-B 71

Carga EQ Mononobe Okabe asignada al modelo



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

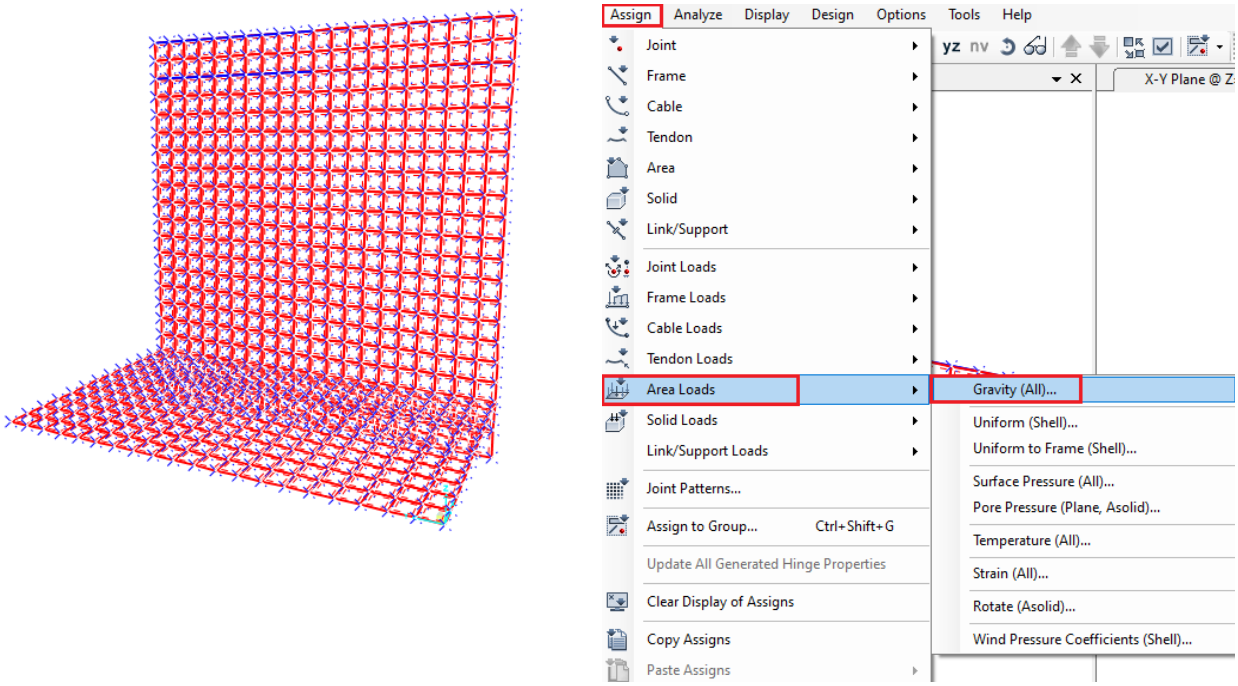
- **Asignación de fuerza sísmica inercial**

La fuerza sísmica inercial se determina multiplicando el peso de los elementos y el suelo sobre la zapata por la aceleración del sistema, que en este caso es (K_{ho} /2 = 0,10).

En primer lugar, seleccionamos todos los Shell de la estructura y haz clic en **“Assign” → “Area Loads” → “Gravity (All)”**, como se muestra en la Figura A-B 72.

Figura A-B 72

Selección del muro para carga inercial y proceso para asignación

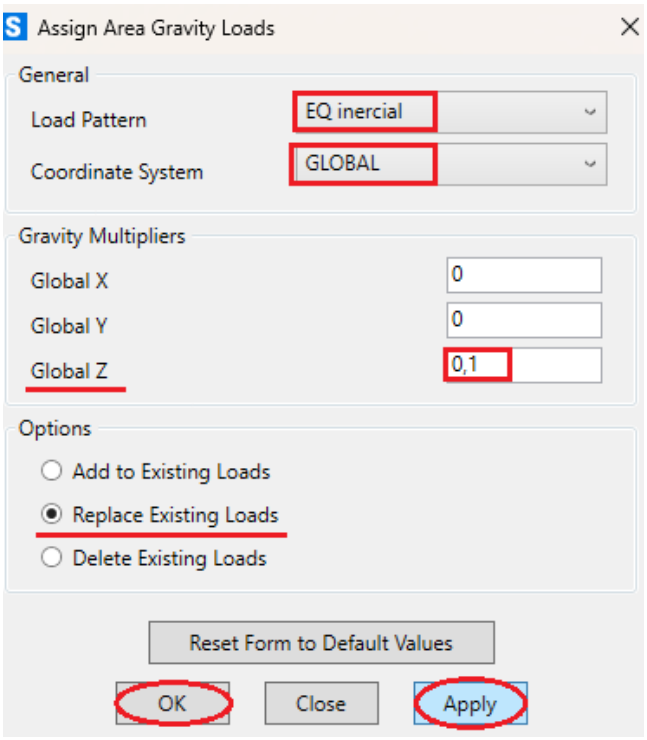


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Luego, se abrirá una ventana en la que seleccionamos la opción (EQ inercial) en **"Load Pattern"**. En **"Gravity Multipliers"**, elige Global Z, ya que se trata de una carga de gravedad, y establece el valor en 0,10, que es el factor de aceleración mencionado anteriormente. Posteriormente, haz clic en **"Apply" → "OK"**, según se muestra en la Figura A-B 73.

Figura A-B 73

Asignación de carga inercial

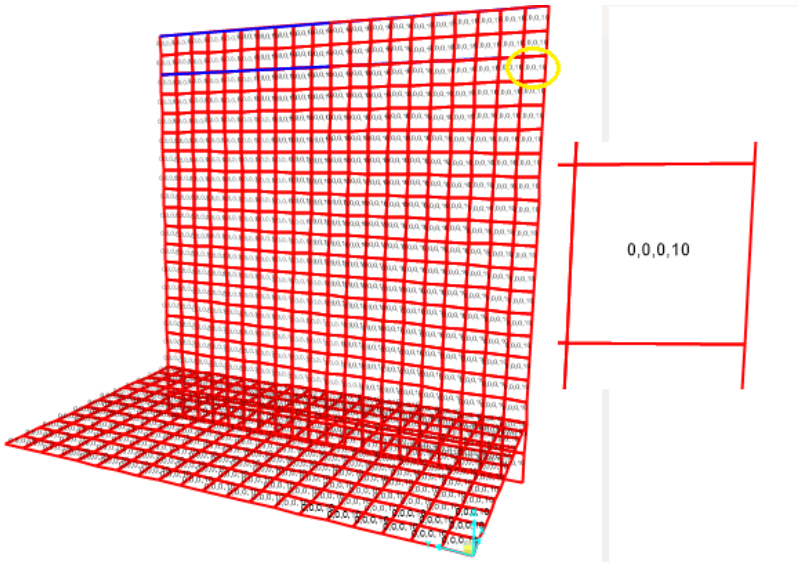


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Como se evidencia en la Figura A-B 74, la carga de fuerza sísmica inercial queda asignada de manera correcta.

Figura A-B 74

Carga inercial aplicada al modelo



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

- **Asignación de carga muerta por barrera**

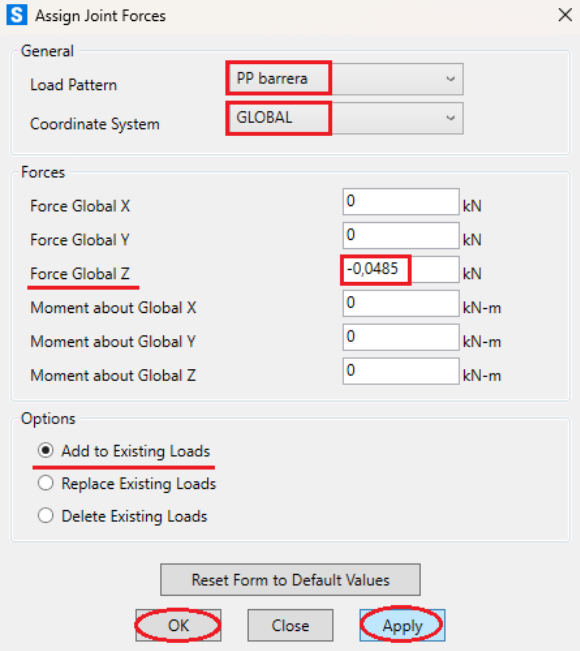
El peso de la barrera es de 5 kN, información obtenida del libro "Ingeniería de Puentes" de Samuel Montero Vargas, y se aplica como una carga vertical uniforme por metro lineal sobre el muro New Jersey. Sin embargo, en este caso, la carga se aplicará directamente a los Joint.

PP barrera = 5 kN / 4,09 m = 1,02 kN/m; En una longitud de 4,90 m, que abarca 21 Joints, cada uno recibe una carga de 0,0485 kN.

Iniciamos seleccionando los joint ubicados en la corona del muro, donde se aplicará la carga, y procedemos a través de **"Assign" → "Joint Loads" → "Forces"**, siguiendo el mismo procedimiento anterior (ver Figura A-B 74). Luego, en la ventana siguiente, en **"Load Pattern"**, seleccionamos (PP barrera). En **"Coordinate System"**, optamos por (GLOBAL), ya que la carga va en dirección al eje Z, pero en sentido opuesto, colocamos -0,0485 kN en **"Force Global Z"**. Finalmente, concluimos el proceso con **"Add to Existing Loads" → "Apply" → "OK"** (ver Figura A-B 75).

Figura A-B 75

Asignación de la carga por barrera a los joint

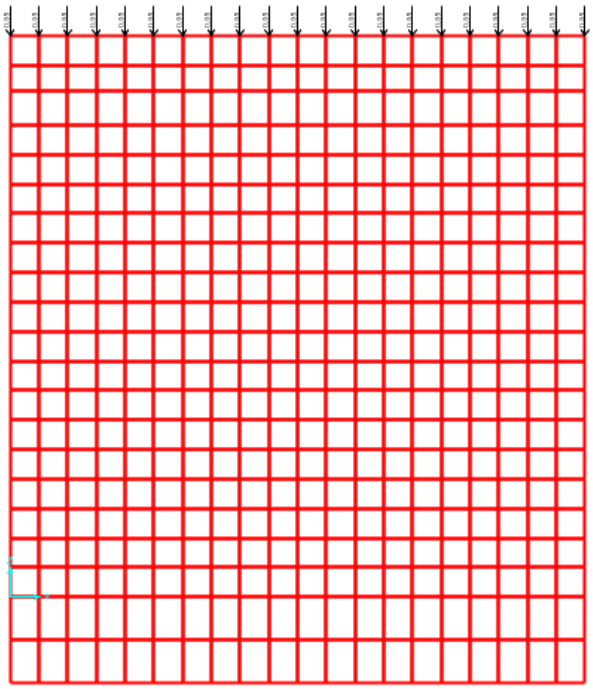


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

La Figura A-B 76 exhibe el muro con la carga de la barrera debidamente aplicada.

Figura A-B 76

Carga por barrera asignada al modelo



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

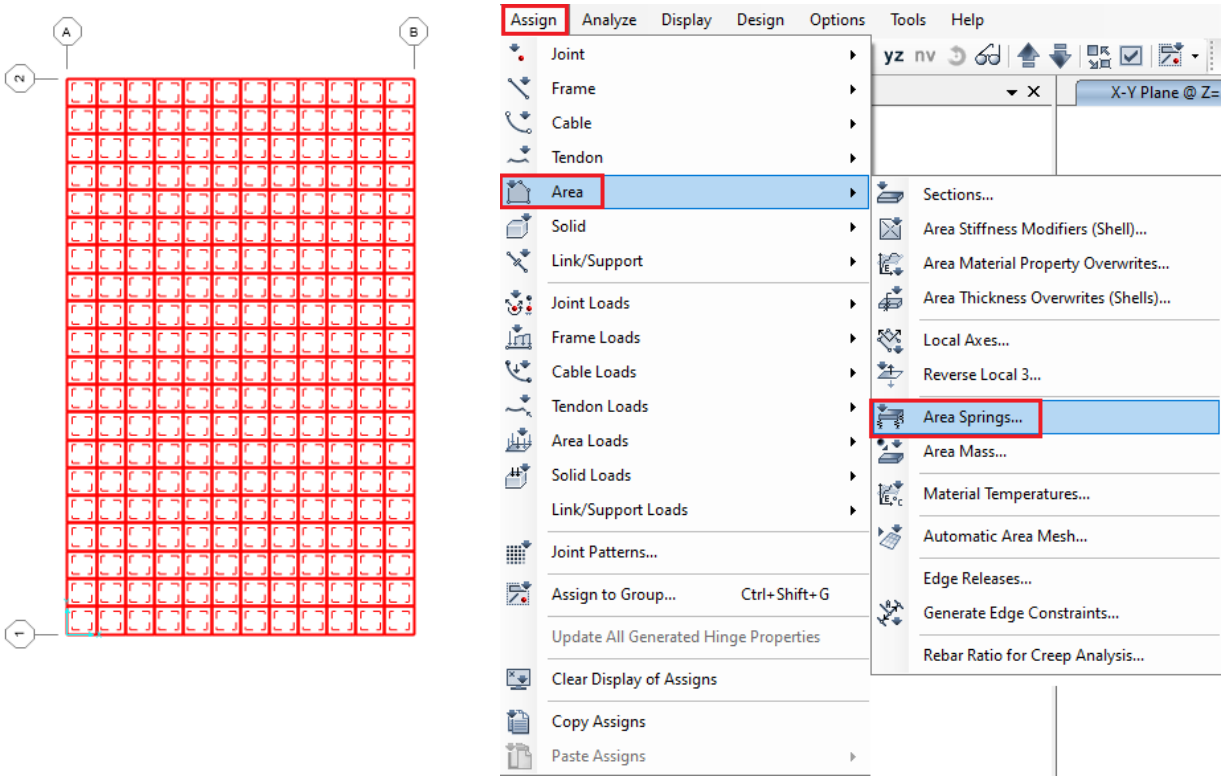
Paso 14. Restricciones

El muro se representa en el modelo con apoyo sobre resortes distribuidos en la placa de fondo, donde la constante de balasto (K_S) varía según las características del estrato de cimentación. En este caso, se asume un valor de K_S = 54.500 kN/m³.

Para asignar los resortes, comienza seleccionando los Shell de toda la zarpa y posteriormente haz clic en **"Assign" → "Area" → "Area Springs"**, como se muestra en la Figura A-B 77.

Figura A-B 77

Selección de la zarpa y proceso para asignar los resortes



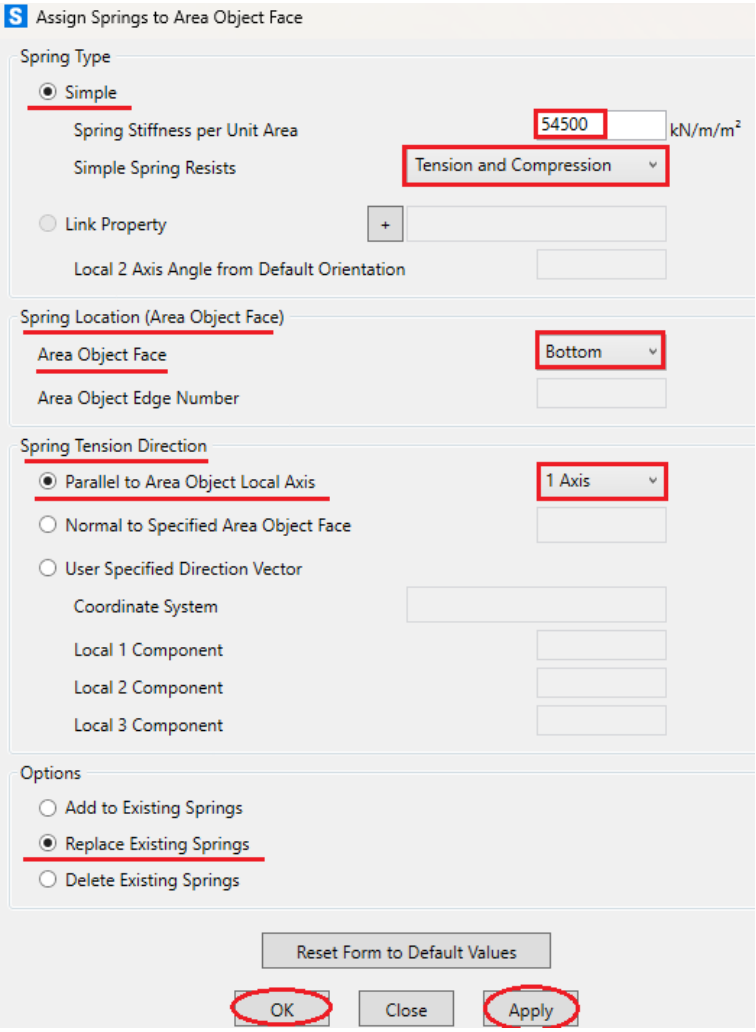
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, se abrirá una ventana donde debes ingresar el valor de K_S = 54500 kN/m³ en el tipo de resorte denominado **"Spring Type"**. Estos resortes se utilizan para simular el comportamiento del suelo debajo de la zanja. En la sección **"Simple Spring Resists"**, selecciona la opción **"Tension and Compression"**. Luego, en la sección **"Spring location (área object fase)"** en **"Area object Face"**, elige **"Bottom"** para indicar que el suelo está en contacto con la cara inferior de los elementos tipo Shell de color rosa. Por último, en la sección **"Spring**

Tension Direction”, haz clic en **“Parallel to área object local axis”**, selecciona **“(1 Axis)”** y clic en **“Apply”** (ver Figura A-B 78).

Figura A-B 78

Asignación del Ks en el eje local 1

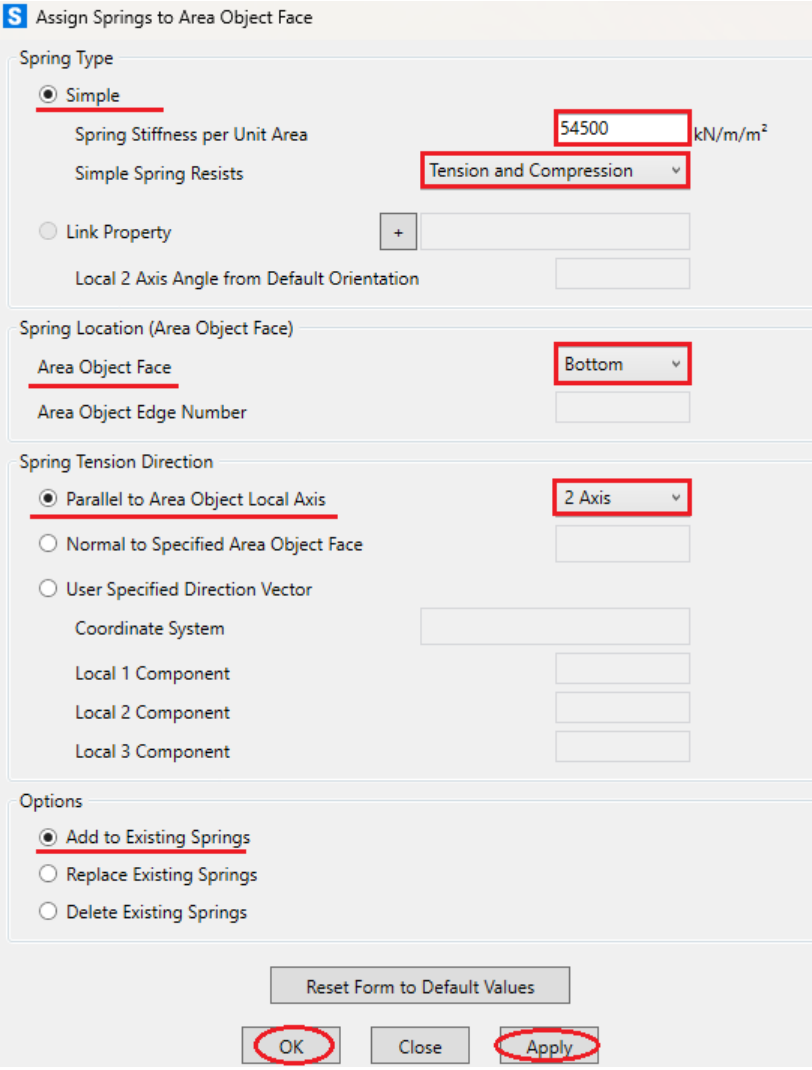


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Además, se debe asignar los resortes en el eje 2. Para hacerlo, selecciona de nuevo y ajusta la opción **“Parallel to área object local axis”**, elige **“(2 Axis)”** y selecciona **“Add to Existing Springs”**. Finalmente, haz clic en **“Apply”** (ver Figura A-B 79) para confirmar la asignación de los resortes en este eje.

Figura A-B 79

Asignación del Ks en el eje local 2

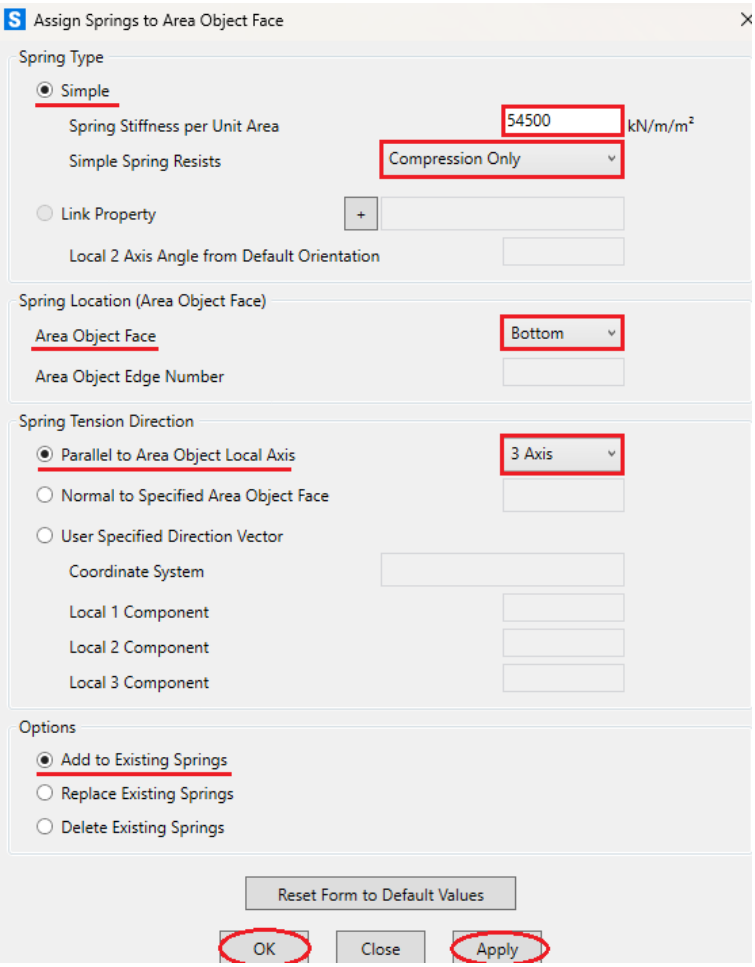


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Finalmente, para asignar los resortes en el eje 3, selecciona **“Simple Spring Resists”** y elige **“compression only”**. Luego, ajusta la opción **“parallel to área object local axis”** a **“(3 Axis)”**, y selecciona **“Add to Existing Springs” → “Apply” → “OK”** (Ver Figura A-B 80).

Figura A-B 80

Asignación del K_S en el eje local 3



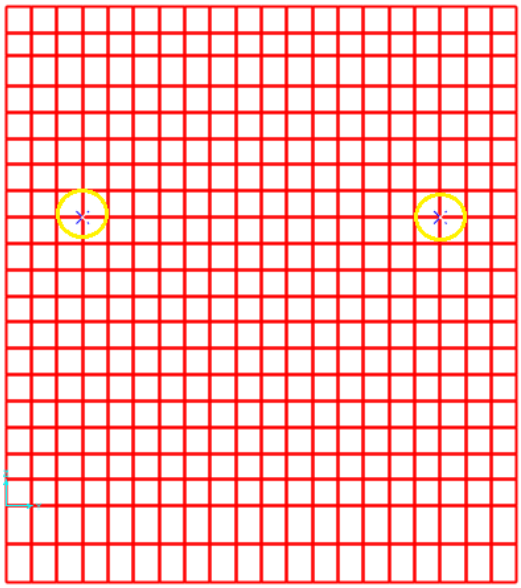
Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Paso 15. Crear Vigas

El muro está equipado con dos vigas ubicadas a 0,70 m del borde del vástago y a 2,225 m de altura desde la corona del muro. Para diseñar estas vigas, el primer paso implica la ubicación de las mismas en el muro. Dado que esta área se divide en secciones más pequeñas, los puntos para las vigas se colocarán en longitudes aproximadas a las originales: a 0,74 m del borde y a 2,01 m de altura desde la corona, como se ilustra en la Figura A-B 81.

Figura A-B 81

Selección de los puntos donde va el eje de viga

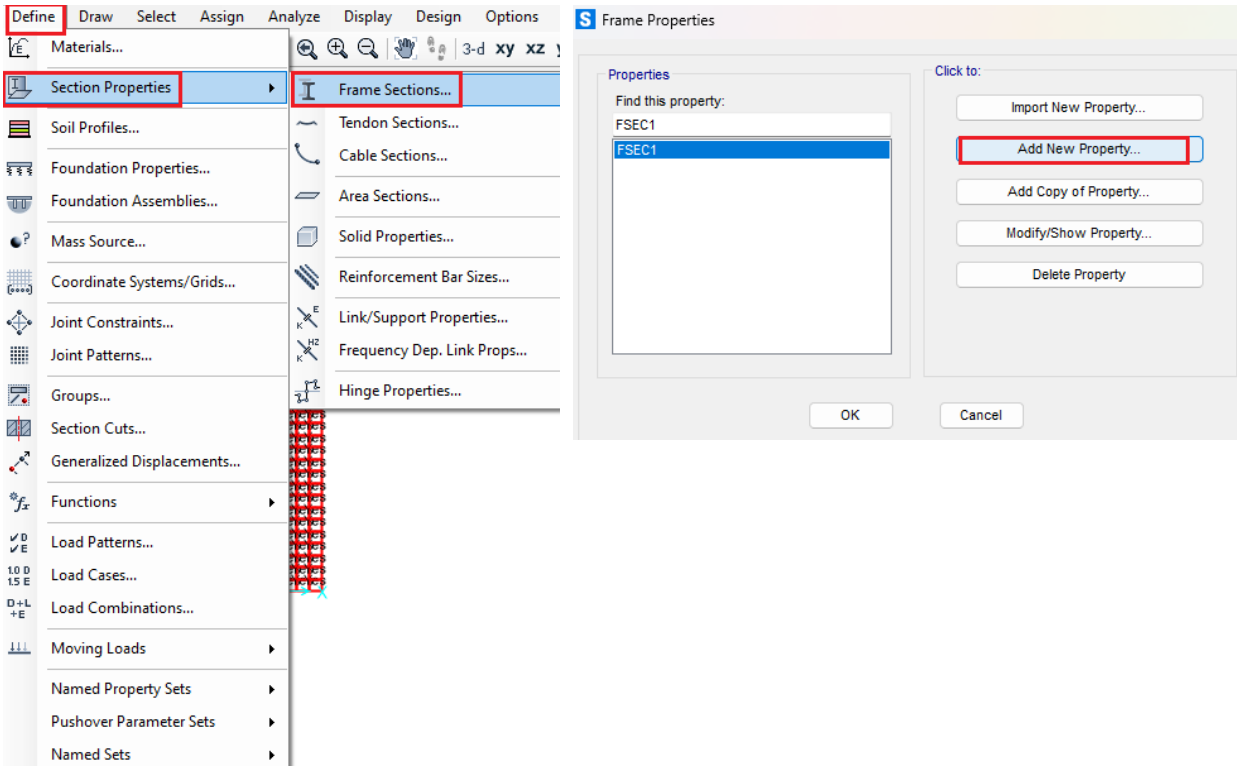


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Luego, accede a la herramienta **"Define" → "Section Properties" → "Frame Sections"** y seguidamente, se abrirá una ventana; haz clic en **"Add New Property"**, tal como se indica en la Figura A-B 82.

Figura A-B 82

Definición del frame VIGA

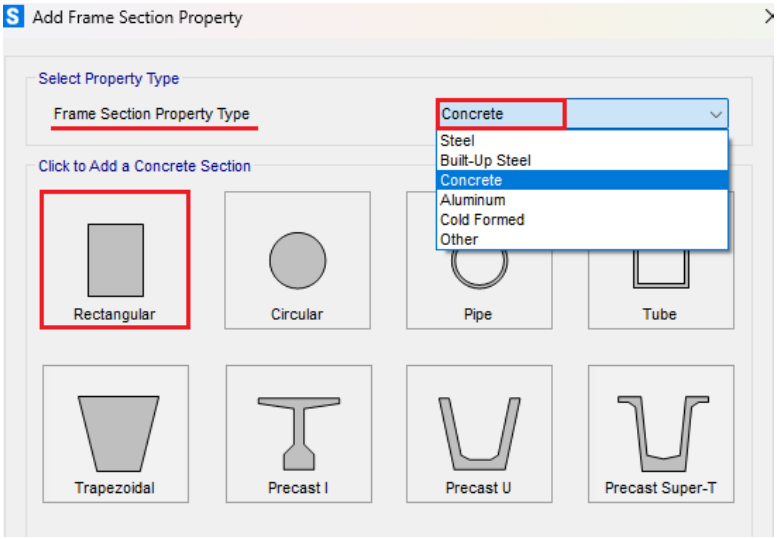


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Luego, en la sección **“Frame Section Property Type”**, elige **“Concrete”** y selecciona la forma rectangular para la sección de la viga, como se muestra en la Figura A-B 83.

Figura A-B 83

Selección de tipo de material y sección del frame

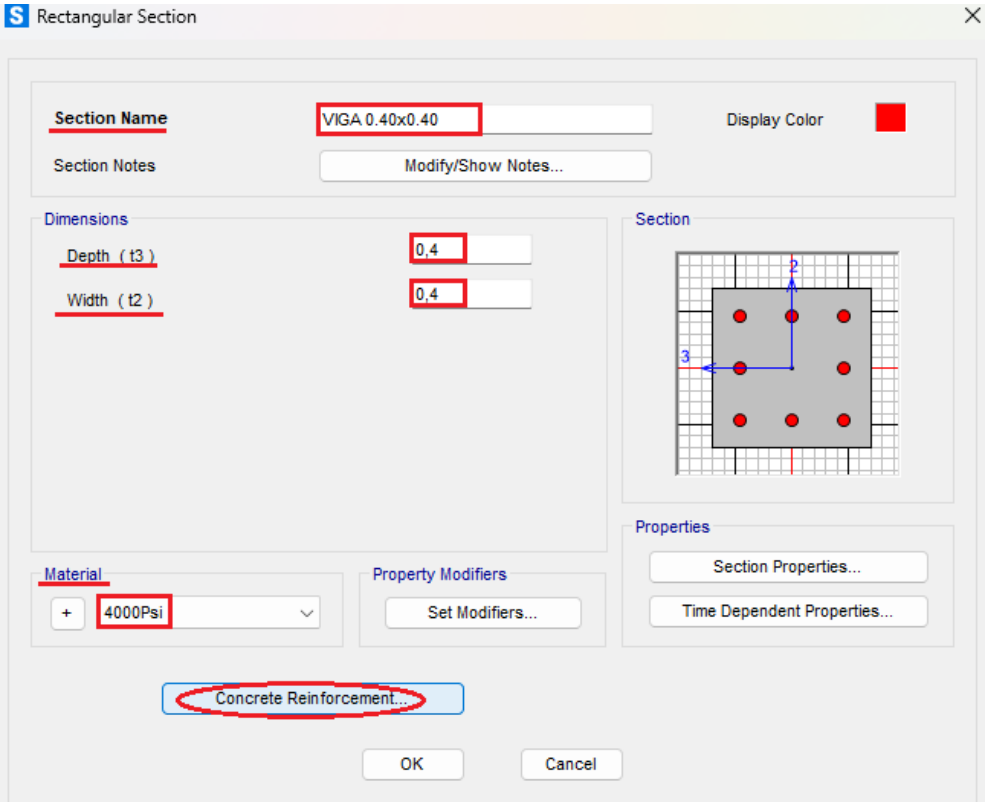


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, asigna un nombre a la sección; en este caso, **"VIGA 0.40x0.40"**. Especifica las dimensiones de la viga en altura (Depth) y ancho (width) (0,40 m x 0,40 m). Selecciona un material con una resistencia de 4000 PSI y haz clic en **"Concrete Reinforcement"** como se indica en la Figura A-B 84.

Figura A-B 84

Definición de parámetros de la viga

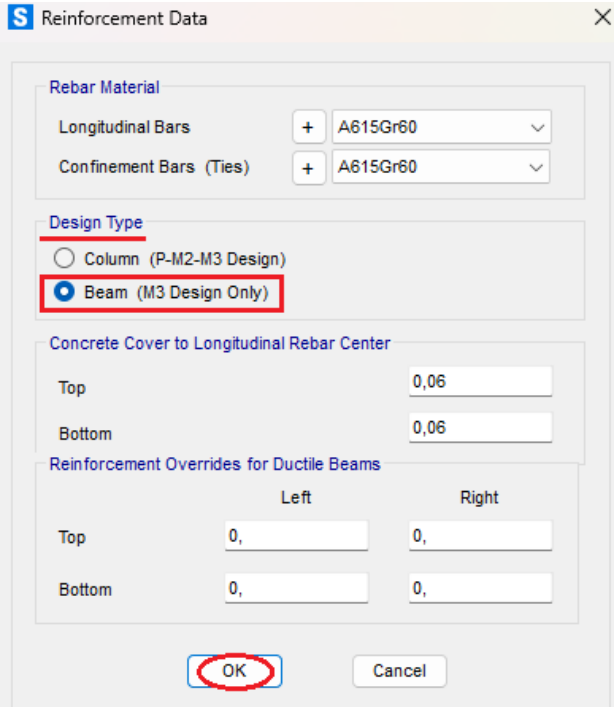


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Por último, en esta ventana, dirígete a la opción **"Design Type"** y elige **"Beam (M3 Design Only)"**. Luego haz clic en **"OK"** y **"OK"** para finalizar, como se muestra en la Figura A-B 85.

Figura A-B 85

Definición del tipo de la sección

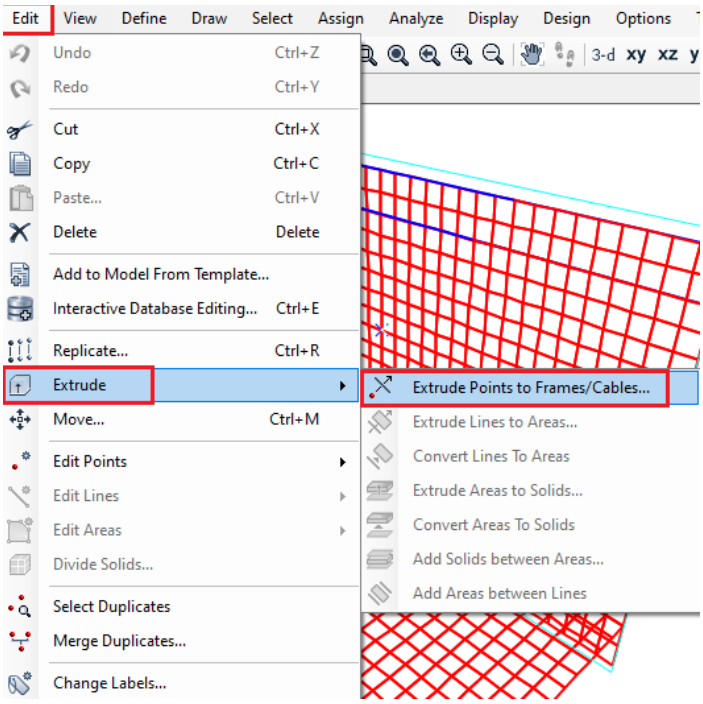


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, accedemos a la herramienta **"Edit" → "Extrude" → "Extrude points to frame/cables"** (ver Figura A-B 86), para convertir el joint en un elemento frame.

Figura A-B 86

Proceso para convertir un joint en frame

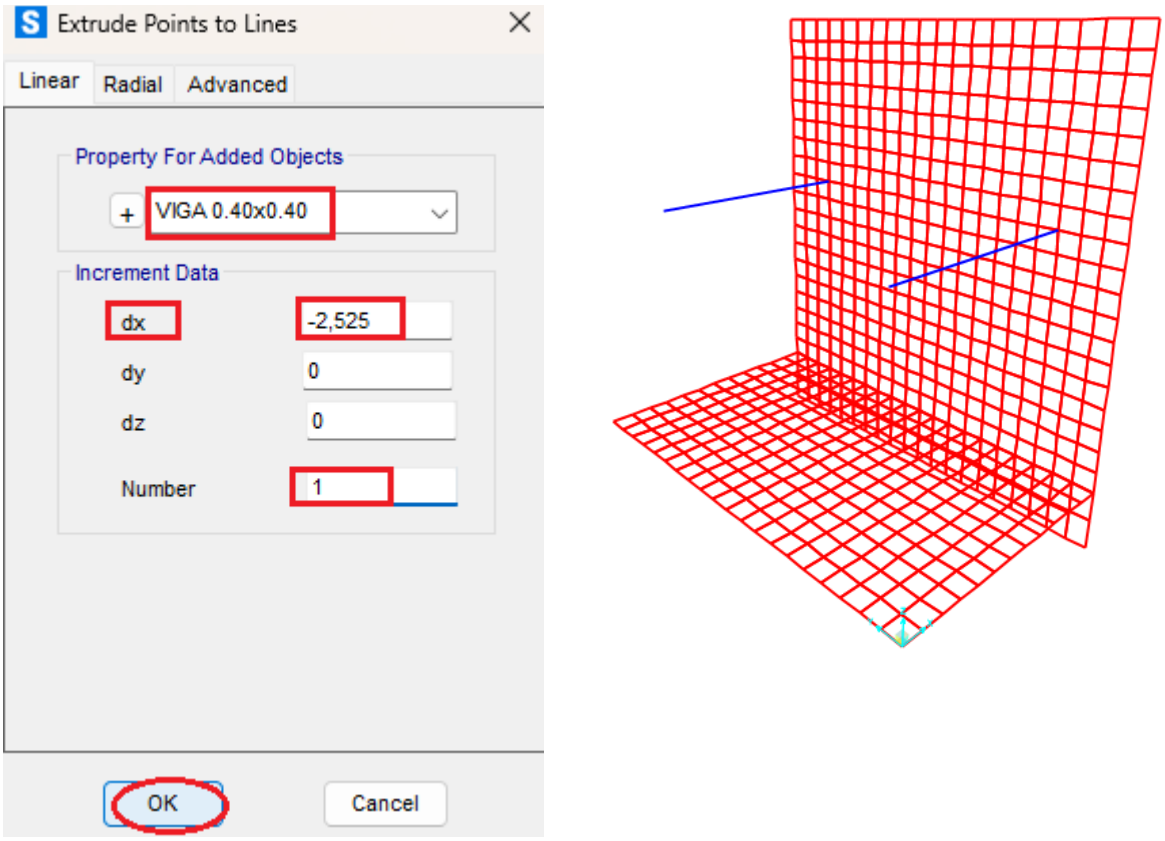


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

En la ventana que aparece, desplegamos la pestaña en **"Property For Added Objects"** y seleccionamos el frame de la viga que creamos (VIGA 0.40x0.40). La longitud de la viga (-2,525 m) se introduce en la casilla **"dx"** debido a que está en el eje X y el valor es negativo porque va en dirección opuesta al eje global X. Finalmente, en **"Number"** colocamos 1 y hacemos clic en **"OK"** (ver Figura A-B 87). Las vigas quedan creadas, tal como se muestra en la Figura.

Figura A-B 87

Selección del frame creado y longitud que se va extruir el Joint

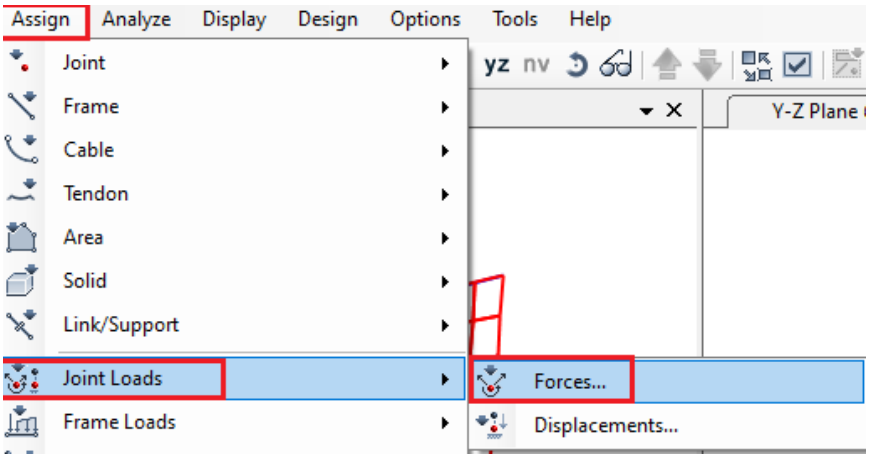


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Luego, es necesario asignar la carga del dado (contrapeso) que posee dimensiones de 1,20 m de ancho por 1,20 m de alto y 1,20 m de profundidad, construido con concreto ciclópeo, generando una carga de 38,02 kN. Para realizar esto, selecciona el nodo final de cada viga y accede a la opción **"Assign" → "Joint Loads" → "Forces"** (ver Figura A-B 88).

Figura A-B 88

Proceso para asignación de fuerza de contrapeso al final del frame VIGA

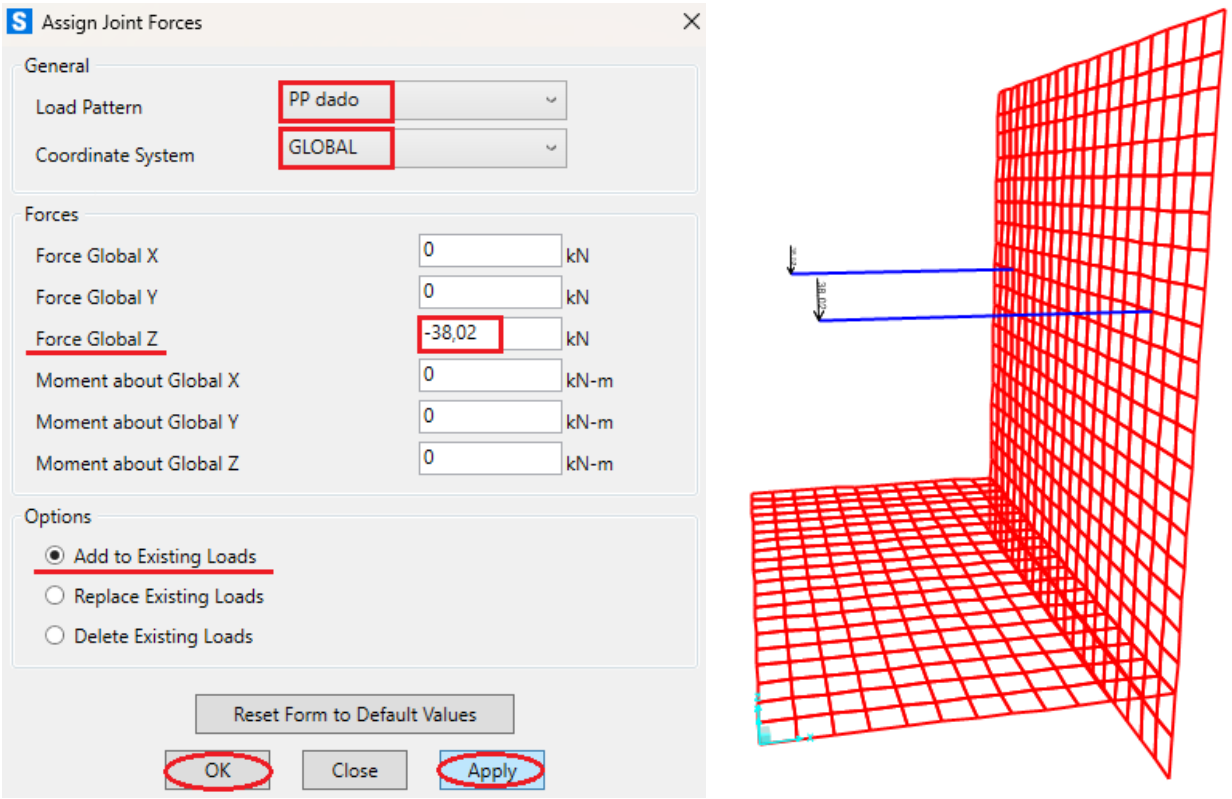


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Posteriormente, en la sección **"Load Pattern"**, elige el nombre de la carga (PP dado), selecciona el sistema de coordenadas **"GLOBAL"**, y dado que la carga es vertical, introdúcela en el eje Z con un valor negativo para indicar que va en sentido contrario al eje Z global (-38,02 kN). Haz clic en **"Replace existing loads"** → **"Apply"** → **"OK"** (Ver Figura A-B 89).

Figura A-B 89

Asignación de la carga del contrapeso al Joint

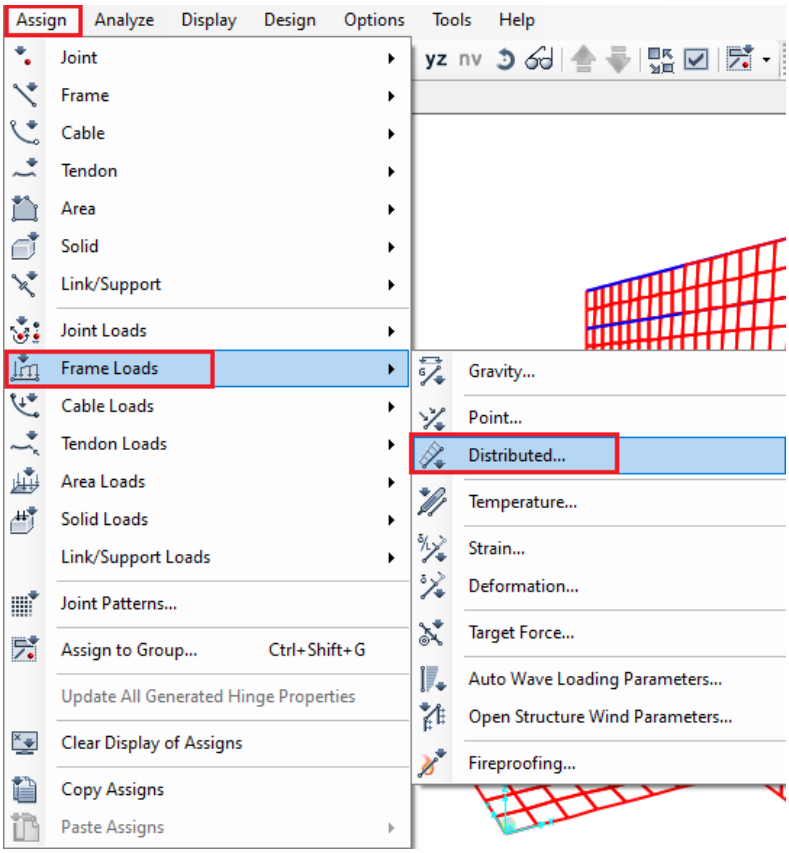


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Finalmente, es necesario asignar la carga que ejerce el suelo sobre cada viga. Para ello, selecciona los elementos Frame que representan las vigas y accede a la opción **"Assign"** →**"Frame Loads"** → **"Distributed..."**, tal como se indica en la Figura A-B 90.

Figura A-B 90

Proceso de asignación de la carga distribuida de relleno sobre la viga



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

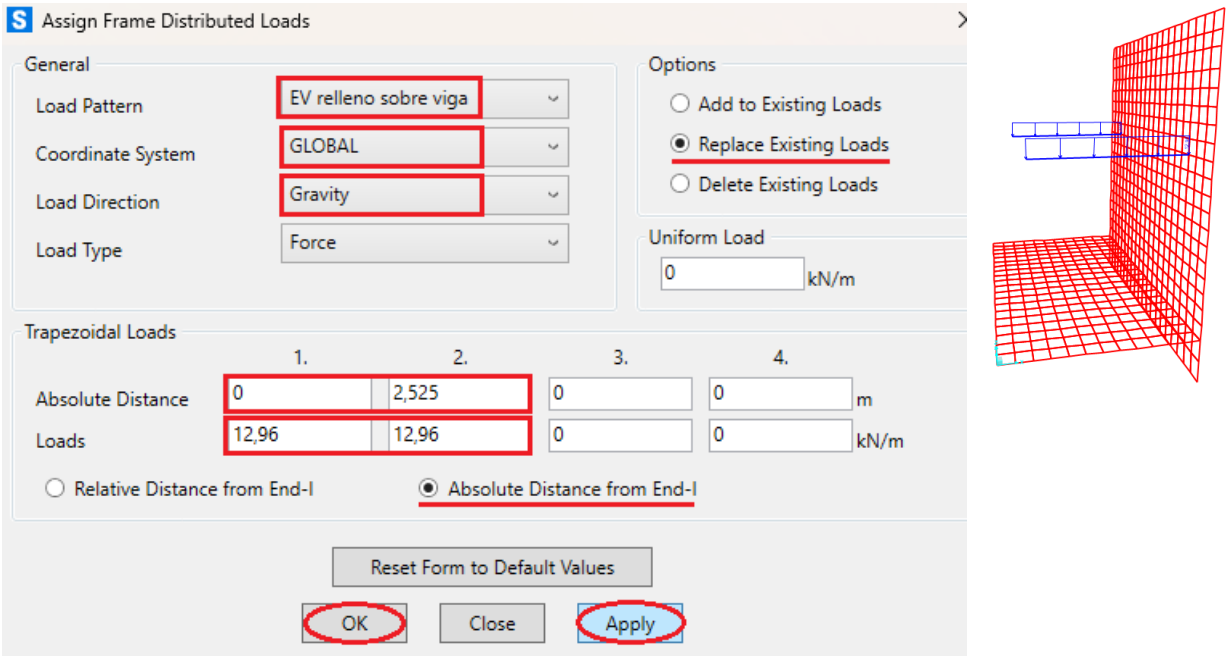
Después, en la opción **"Load Pattern"**, elige (EV relleno sobre viga). Para la dirección de la carga, selecciona **"Gravity"**. En la sección **"Trapezoidal Loads"**, opta por **"Absolute Distance From End – l"** e introduce la longitud donde se distribuirá la carga en **"Absolute Distance"** (en este caso, de 0m a 2,525 m). Asigna la carga de 12,96 kN/m en **"Loads"** y finaliza marcando **"Replace Existing Loads" → "Apply" → "OK"**, como se muestra en la Figura A-B 91.

$$EV\ relleno\ sobre\ viga\ =\ \gamma\ suelo\ (\ Altura\ relleno\ sobre\ viga)\ Ancho\ de\ la\ viga$$

$$\boldsymbol{EV\ relleno\ sobre\ viga\ =\ 16\ kN/m^3\ (\ 2,025\ m)\ \ 0,40\ m\ =\ 12,96\ kN/m}$$

Figura A-B 91

Asignación de carga distribuida en el modelo



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Paso 16. Combinaciones de carga

En esta fase, se han formulado las combinaciones de carga conforme a los estados límite definidos en la sección 3 de la Norma de Puentes CCP-14. Esto se refleja en las Figuras A-B 92 y A-B 93, que presentan las tablas 3.4.1-1 (Combinaciones y factores de carga) y 3.4.1-2 (Factores para cargas permanentes).

Figura A-B 92

Combinaciones y factores de carga

Tabla 3.4.1-1- Combinaciones y Factores de Carga

Estado Límite de la Combinación de carga	*DC* *DD* *DW* *EH* *EV* *ES* *EL* *PS* *CR* *SH*	*LL* *IM* *CE* *BR* *PL* *LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU*	*TG*	*SE*	Use uno de estos a la vez				
										EQ	*BL*	*IC*	*CT*	*CV*
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo *LL* , *IM* & *CE*	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo *LL* , *IM* & *CE*	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14.

Figura A-B 93

Factores para cargas permanentes

Tabla 3.4.1-2 — Factores para cargas permanentes, γ_P

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga Máximo	Factor de Carga Mínimo
DC : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
DC : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
EH : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• *AEP* para muros anclados		1.35	N/A
EL : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
EV : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
ES : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Nota. Norma colombiana de diseño de puentes CCP-14.

En el contexto de este proyecto, se han empleado varios estados límite para crear combinaciones de carga específicas. Estos estados límite incluyen Resistencia I, Resistencia IV, Evento Extremo I, Evento Extremo II, Servicio I y Servicio IV.

Obteniendo las combinaciones que se muestran a continuación:

Resistencia I_1 = 1,25 DC+1,50 EH+1,35 EV +1,75 LS

Resistencia I_2 = 0,90 DC+0,90 EH+1,00 EV +1,75 LS

Resistencia IV_1= 1,25 DC+1,50 EH+1,35 EV

Resistencia IV_2= 0,90 DC+0,90 EH+1,00 EV

Evento Extremo I_1 = 1,25 DC+1,50 EH+1,35 EV +1,00 EQ_{ine} +1,00 EQ_{mono} +0,50 LS

Evento Extremo I_2 = 0,90 DC+0,90 EH+1,00 EV +1,00 EQ_{ine} +1,00 EQ_{mono} +0,50 LS

Evento Extremo II_1 = 1,25 DC+1,50 EH+1,35 EV +0,50 LS + 1,00 CT

Evento Extremo II_2 = 0,90 DC+0,90 EH+1,00 EV +0,50 LS + 1,00 CT

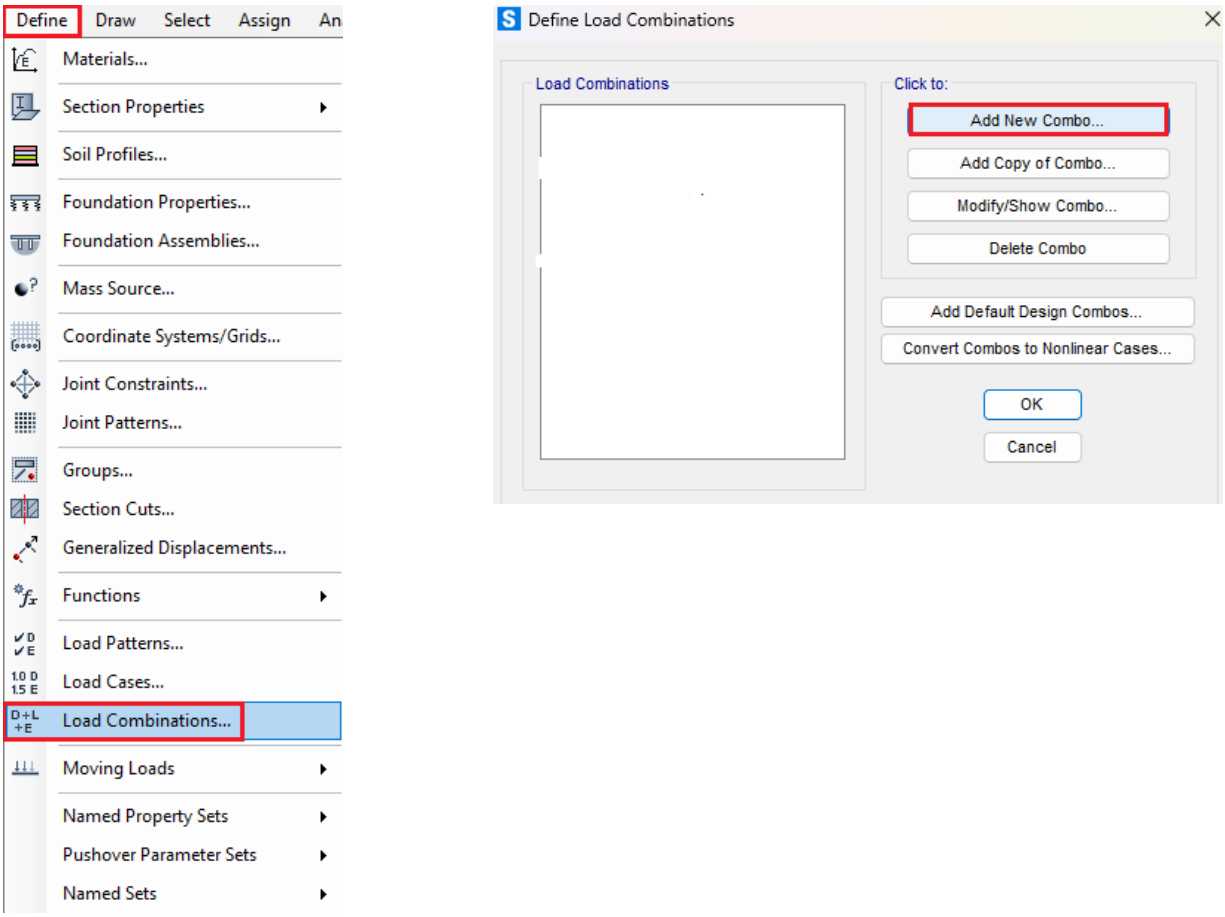
Servicio I = 1,00 DC+1,00 EH+1,00 EV+1,00 LS

Servicio IV = 1,00 DC+1,00 EH+1,00 EV

Para incorporar estas combinaciones en SAP2000, el primer paso es hacer clic en **"Define" → "Load Combinations"** y una vez dentro de la ventana de **"Load Combinations"**, se procede haciendo clic en **"Add New Combo"** tal como se muestra en la Figura A-B 94. Esta acción permite crear una nueva combinación de carga para el proyecto, donde se pueden establecer los factores de mayoración asociados con los distintos estados límite y condiciones de servicio.

Figura A-B 94

Proceso para definir las combinaciones de carga



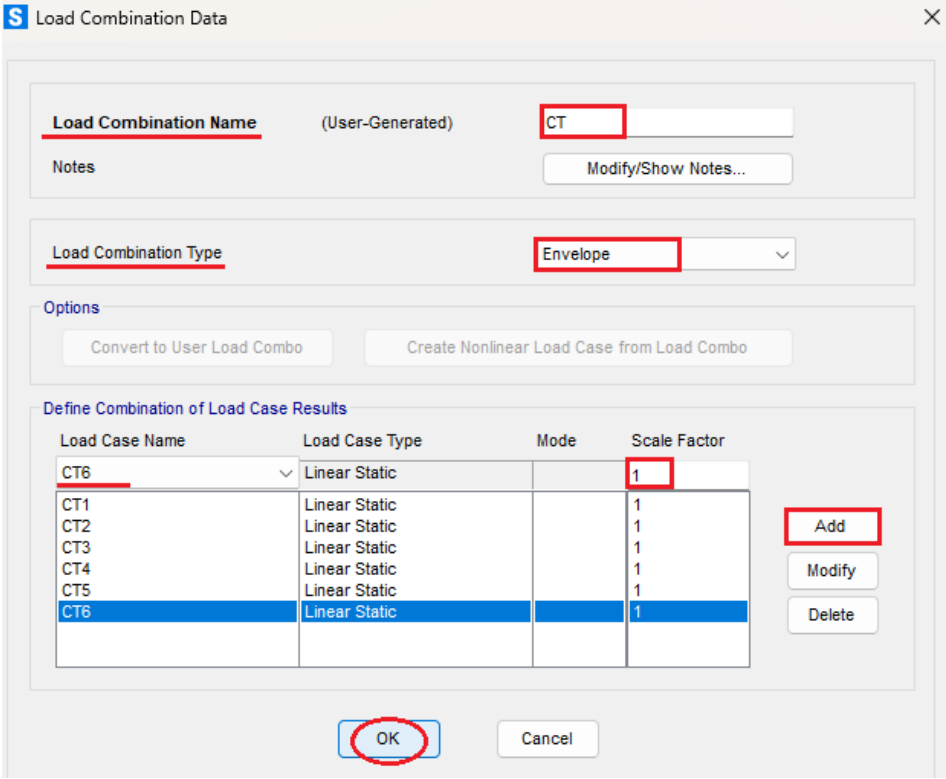
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Para comenzar, es necesario crear un conjunto de combinaciones para las cargas de colisión vehicular (CT) y la carga muerta (DC). En el campo **"Load Combination Name"**, ingrese el nombre del conjunto, en este caso, CT. En el tipo de combinación, elija **"Envelope"** en **"Load Combination Type"** patra que el software con la envolvente evalúe el caso más crítico entre las cargas. Posteriormente, seleccione cada caso de carga de CT en **"Load Case Name"** con un **"Scale**

Factor” de 1, haga clic en **“Add”** para agregar y finalice con un clic en **“OK”**, como se muestra en la Figura A-B 95.

Figura A-B 95

Envolvente de los casos de carga de colisión vehicular

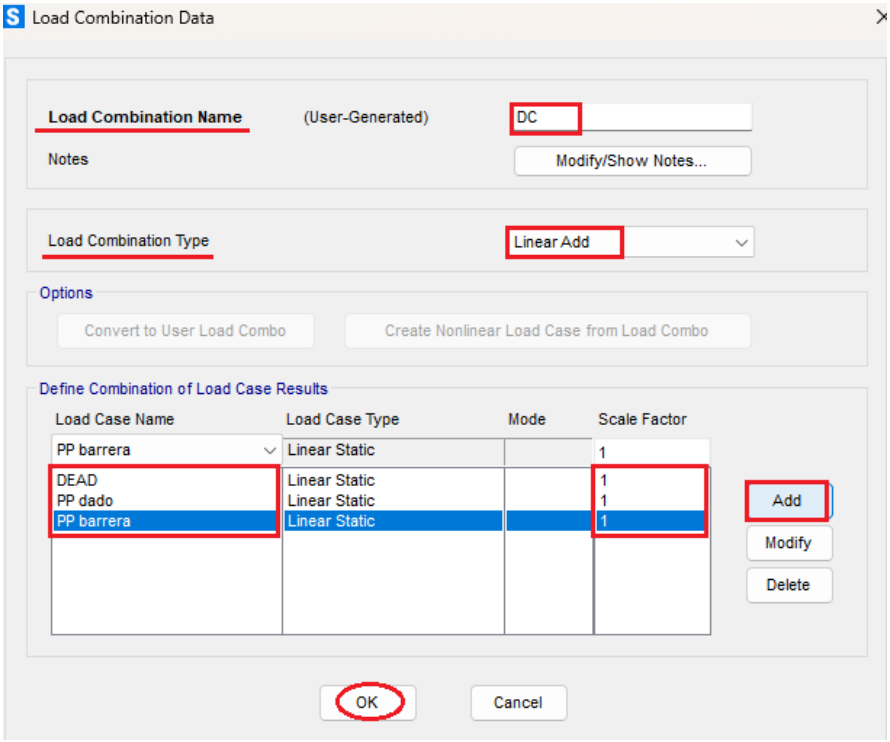


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

La segunda combinación es la de carga muerta (DC). Siguiendo los pasos previos, pero esta vez con el nombre de combinación de carga como DC, elija **“Linear Add”** en **“Load Combination Type”**, ya que las cargas de este conjunto se adicionarán, e incluya las cargas DEAD, PP dado y PP barrera en este combo (Ver Figura A-B 96).

Figura A-B 96

Combo de carga muerta



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

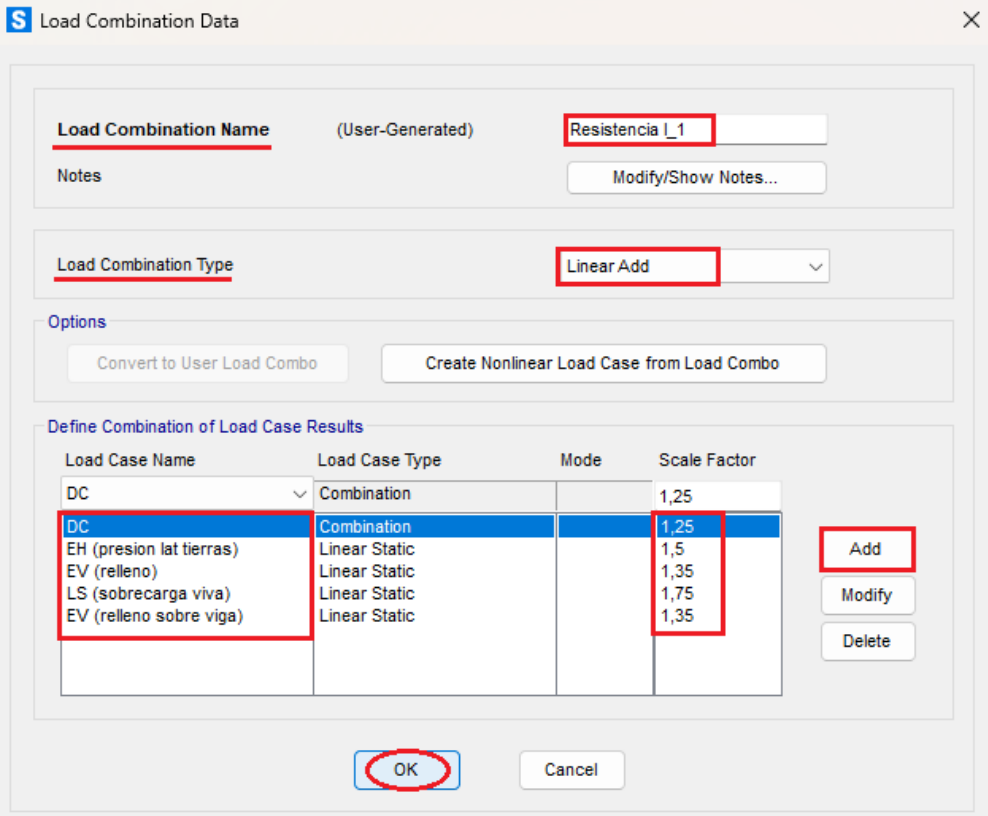
Con los conjuntos mencionados, ahora procedemos a generar las combinaciones para los estados límite previamente definidos.

En el campo **"Load Combination Name"**, se introduce el nombre de la combinación, por ejemplo, **"Resistencia 1_1"**. En el menú desplegable **"Load Combination Type"**, se selecciona **"Linear Add"** para que las cargas se sumen linealmente. En la sección **"Define Combination of Load Case Results"**, se elige el caso de carga correspondiente en el campo **"Load Case Name"**. Luego, en el campo **"Scale Factor",** se ingresa el factor de mayoración

adecuado para el estado límite o la condición de servicio específica. Después de ingresar estos valores, se hace clic en **"Add"** para agregar la combinación a la lista. Ya ingresadas las combinaciones clic en **"OK"** (Ver Figura A-B 97).

Figura A-B 97

Combinación de carga para el estado límite de resistencia I



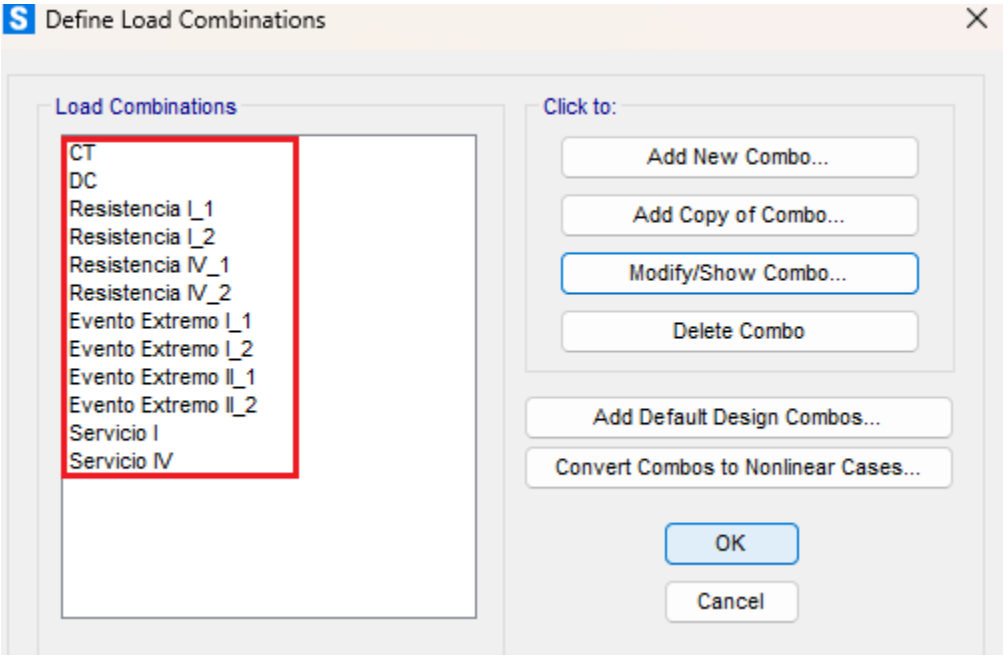
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

El proceso descrito anteriormente se repite para las demás combinaciones de carga requeridas en el análisis del proyecto. Para las resistencias, eventos extremos y condiciones de servicio, se siguen los mismos pasos mencionados anteriormente, ingresando los nombres

respectivos de las combinaciones (por ejemplo, “Resistencia IV_1”, “Evento Extremo I_1”, “Servicio I”, etc.) y ajustando los factores de mayoración según las especificaciones de diseño (Ver Figura A-B 98).

Figura A-B 98

Combinaciones de carga



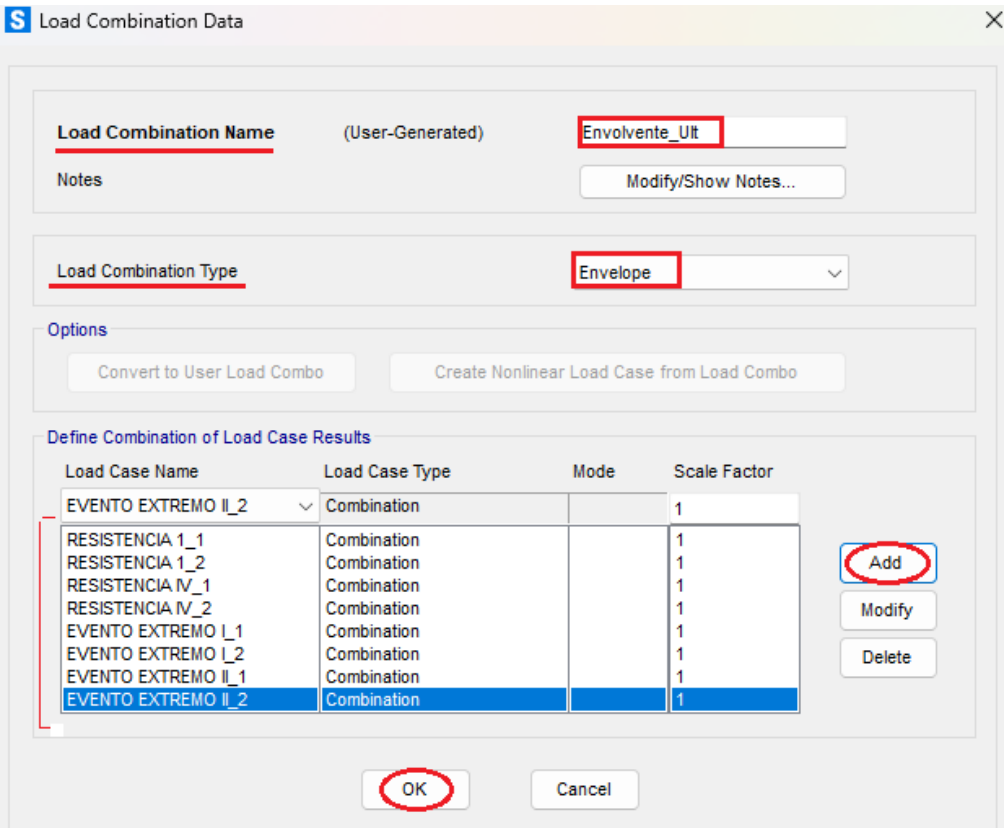
Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Luego de esto, pasamos a crear la envolvente última y la envolvente de servicio. Hacemos clic en **“Add New Combo”** como se muestra en la Figura 91, en **“Load Combination Name”** ingresa el nombre Envolvente_Ult, en **“Load Combination Type”** selecciona **“Envelope”**, en la sección **“Define Combination of Load Case Results”** en **“Load Case Name”** escoge las resistencias y eventos extremos creadas. Y en **“Scale Factor”** deja el valor de 1, ya que las envolventes no multiplican las cargas, sino que toman los valores máximos

absolutos de las combinaciones seleccionadas. Por último, clic en **"Add" → "OK"** (Ver Figura A-B 99).

Figura A-B 99

Envolvente Última

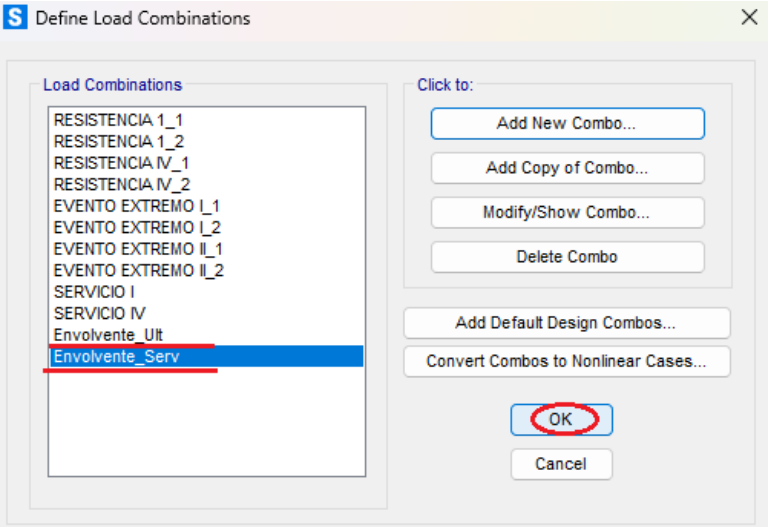


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Para la envolvente de servicio realiza los pasos anteriores, solo que en la sección **"Define Combination of Load Case Results" → "Load Case Name"**, esta vez selecciona las combinaciones de carga de Servicio I y Servicio IV. Para finalizar haz clic en **"OK",** Como se muestra en la Figura A-B 100.

Figura A-B 100

Envolvente de servicio



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

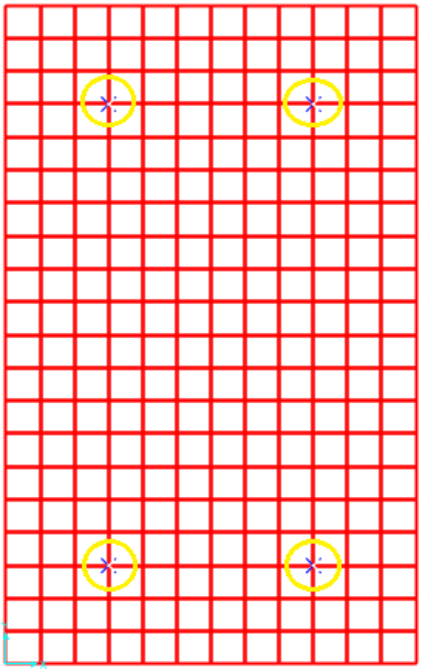
Paso 17. Pilotes de cimentación

El muro está sustentado por 4 pilotes de cimentación que operan por fricción. Estos pilotes, con una longitud de 10,00 m y un diámetro de 0,40 m, están estratégicamente posicionados a 0,70 m de los bordes de la zarpa. El suelo que alberga estas cimentaciones profundas es de tipo C, caracterizado por un coeficiente de balasto (K_S) de 62.000 kN/m³.

En primer lugar, selecciona los joint ubicados en la zapata, que corresponden a la ubicación de los pilotes, como se muestra en la Figura A-B 101.

Figura A-B 101

Selección de los puntos donde van ubicados los pilotes

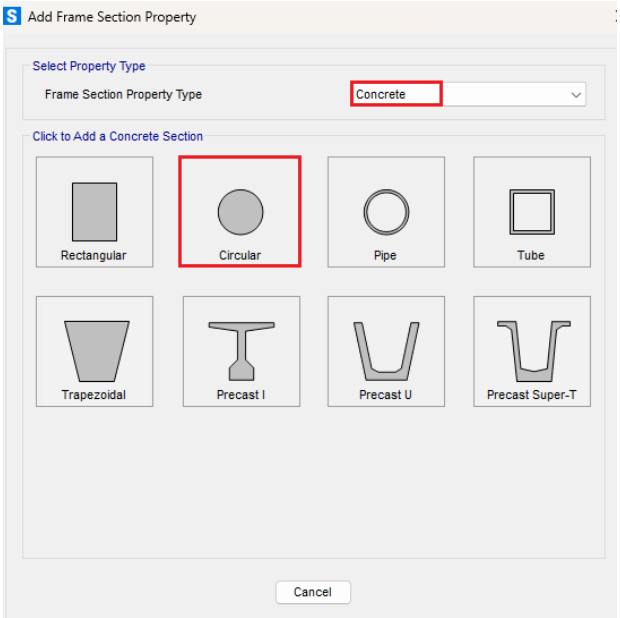


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Posteriormente, procede a crear la sección de un marco, siguiendo los pasos previos en **"Define" → "Section Properties" → "Frame Sections"** (ver Figura A-B 82). Allí, crea una nueva sección seleccionando **"Concrete"** y **"Circular"**, como se indica en la Figura A-B 102.

Figura A-B 102

Selección del tipo de material y sección del frame

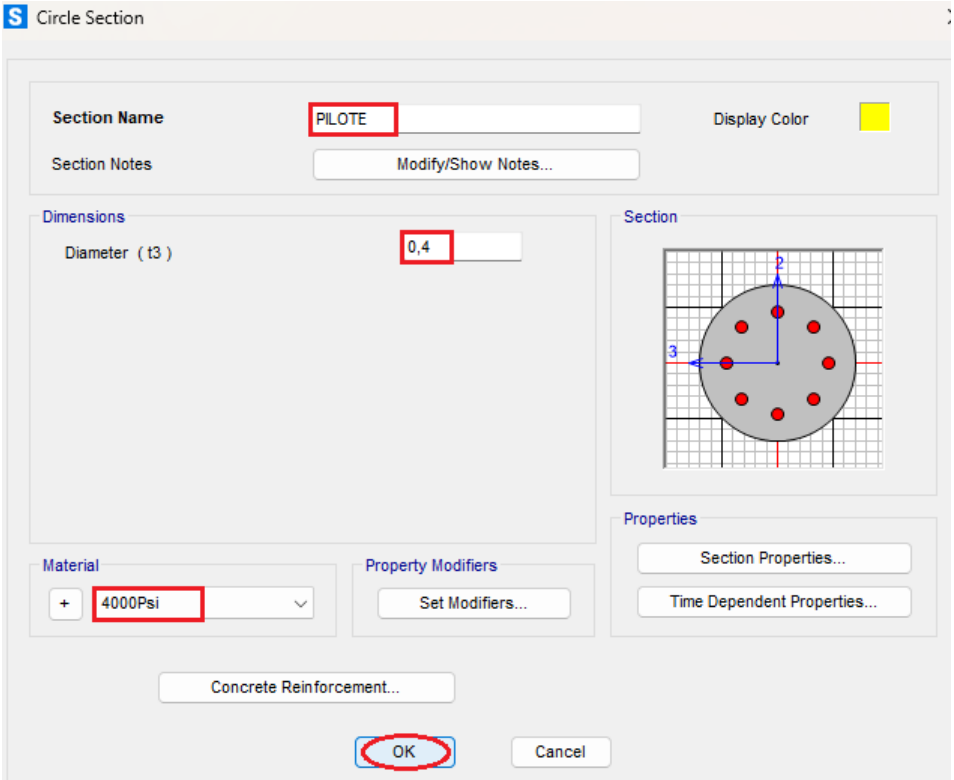


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

En la ventana de sección circular, introduce los datos del pilote. En **"Section Name"**, nombra la sección como **"PILOTE"**, luego asigna el diámetro de 0,40 m en **"Diameter"** y elige la opción de material **"4000Psi"** en **"Material"**. Finaliza haciendo clic en **"OK"** (ver Figura A-B 103).

Figura A-B 103

Definición de parámetros de la sección

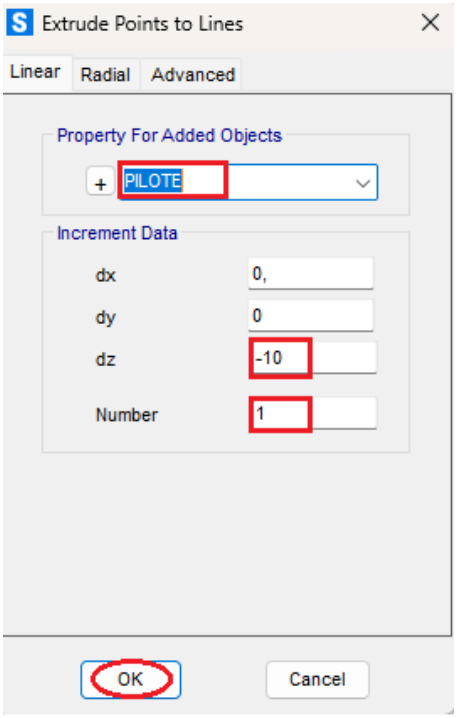


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

El siguiente paso es extruir el joint para convertirlo en un elemento frame. Haz clic en **"Edit" → "Extrude" → "Extrude points to frame/cables"** (ver Figura 83), siguiendo el mismo procedimiento anterior. En la ventana emergente, selecciona la sección **"PILOTE"**, ingresa la longitud del pilote en **"dz"** (-10), ya que se extiende a lo largo de este eje en sentido contrario. Concluye el proceso ingresando **"Number"** como 1 y haciendo clic en **"OK"**, como se muestra en la Figura A-B 104.

Figura A-B 104

Extrucción del joint

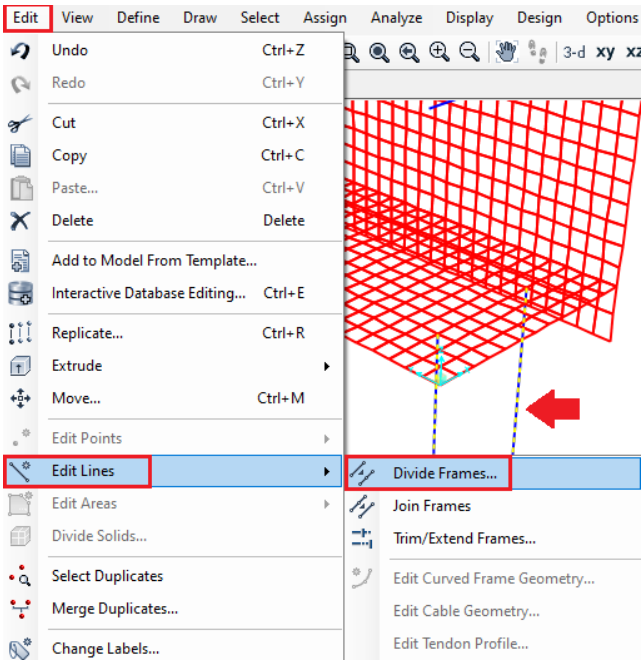


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, procede a discretizar los pilotes. Selecciona los cuatro frames correspondientes a los pilotes y haz clic en **"Edit" → "Edit Lines" → "Divide Frames"**, tal como se muestra en la Figura A-B 105.

Figura A-B 105

Proceso para división del frame Pilote

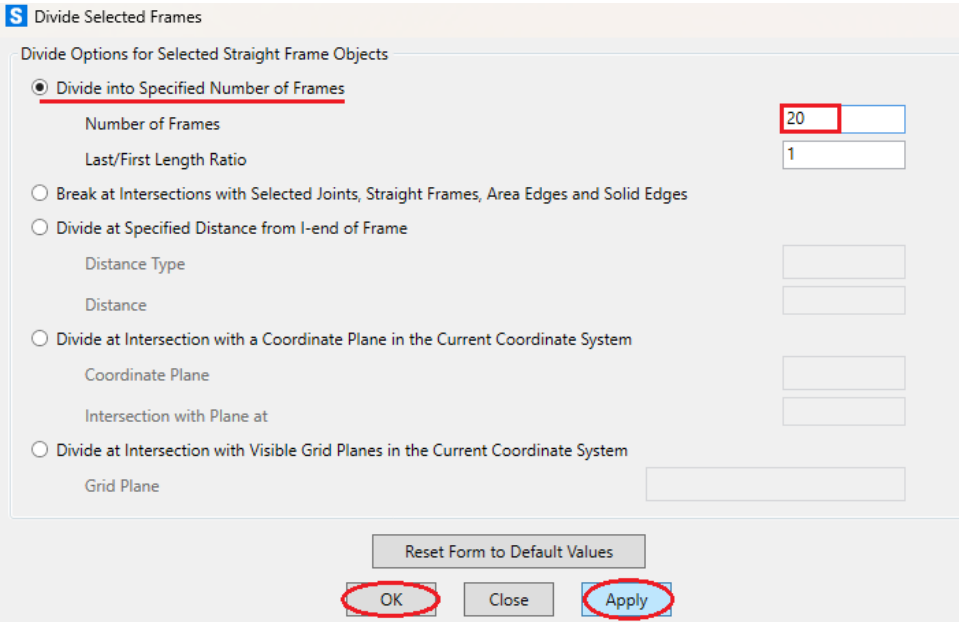


Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

El frame PILOTE se dividirá cada 0,50 m a lo largo de una longitud de 10,00 m, generando así 20 frames. Selecciona la opción **“Divide Into Specified Number of Frames”** e ingresa el número de frames a generar (20), como se muestra en la Figura A-B 106.

Figura A-B 106

División del frame en 20 unidades



Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

A continuación, asignamos resortes (Spring) en los nodos del pilote para simular la interacción con el suelo. Estos resortes se disponen en dirección longitudinal (eje Z) y transversal (ejes X e Y), con los valores detallados a continuación:

$$Resorte\ longitudinal\ = (K_S)\ Perímetro\ (\Delta L)$$

$$Resorte\ longitudinal\ = (62.000\ kN/m^3)\ 2\ \pi\ (0{,}20\ m)\ \ 0{,}50\ m\ =\ \mathbf{38955{,}75}\ kN/m$$

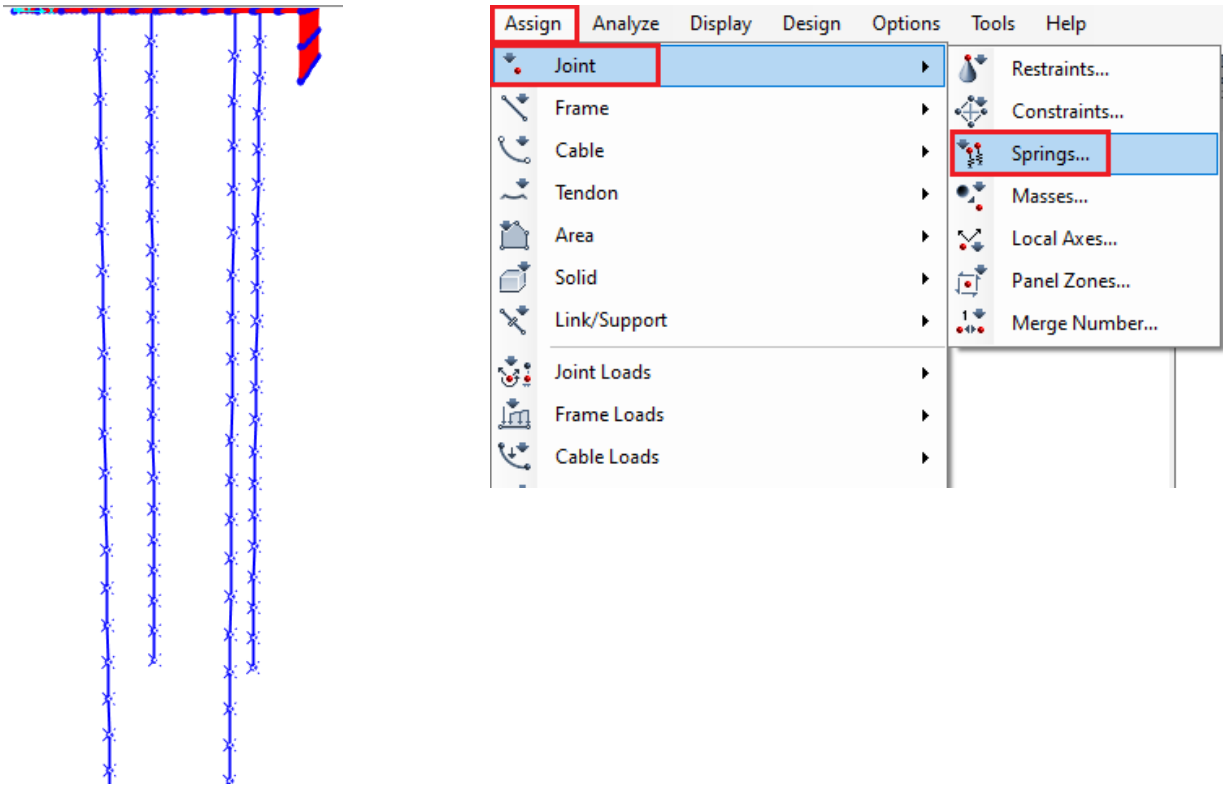
$$Resorte\ transversal\ =\ K_S\left(\frac{Perimetro}{2}\right)\Delta L$$

$$Resorte\ transversal\ =\ 62.000\ kN/m^3\ \left(\frac{2\ \pi\ (0{,}20\ m)}{2}\right)\ 0{,}50\ m\ =\ \mathbf{19477{,}87}\ kN/m$$

Para asignar los resortes, comenzamos seleccionando los joint y selecciona **"Assign" → "Joint" → "Springs"** (Ver Figura A-B 107).

Figura A-B 107

Asignación de los resortes a los Joint

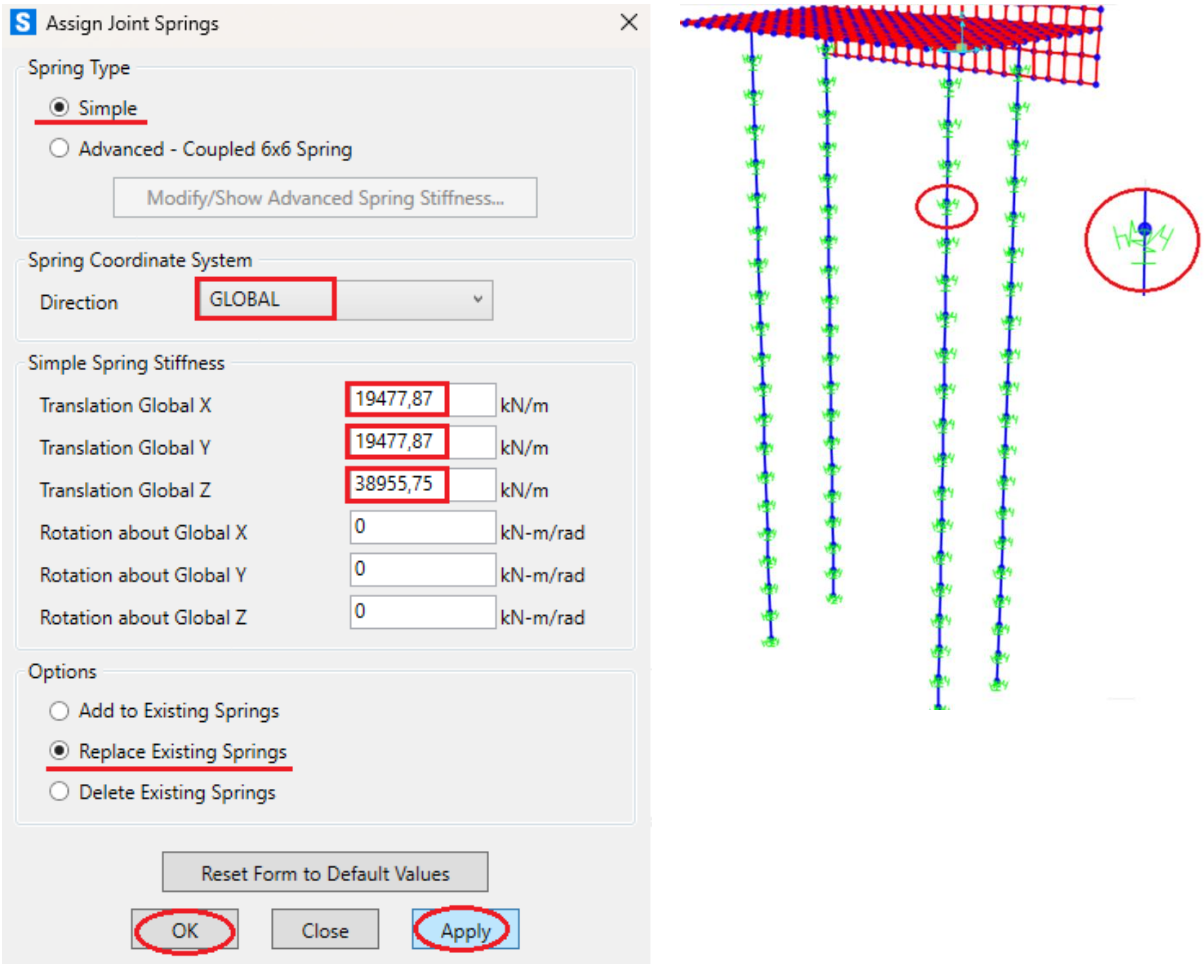


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

En la asignación del resorte del nudo, selecciona **"Simple"** como tipo de resorte. Escoge **"GLOBAL"** como sistema de coordenadas para asignar los resortes según los ejes globales. En **"Simple Spring Stiffness"**, ingresa los datos de rigidez que calculamos anteriormente. Como se muestra en la Figura A-B 108, los ejes X y Y tienen el mismo valor (19477,87 kN/m), que corresponde al resorte transversal calculado. En cambio, para Z, el valor de (38955,75 kN/m) corresponde al resorte longitudinal calculado. Finaliza haciendo clic en **"Replace Existing Springs" → "Apply" → "OK"** y observa los resortes asignados en los nodos de los pilotes.

Figura A-B 108

Asignación del Ks en los resortes del joint



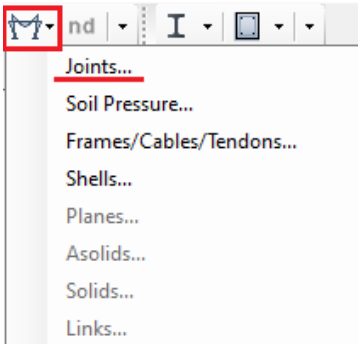
Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Paso 18: Verificación de las cargas de los resortes asignados a la zapata

Para confirmar las cargas que impactan en la zapata, es esencial ejecutar el modelo en primer lugar. A continuación, procedemos a seleccionar la opción **"Show Forces/Stresses"** y luego **"Joints"**, tal como se ilustra en la Figura A-B 109.

Figura A-B 109

Proceso para ver las fuerzas que llegan a los resortes de la zarpa

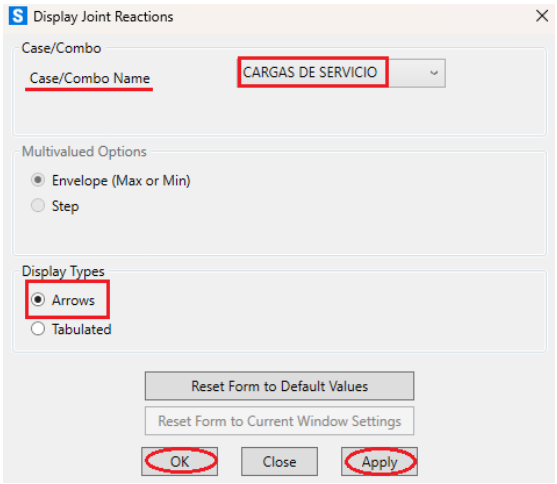


Nota. Autor 2.024, archivo "TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File".

Luego, en la sección **"Case/Combo Name"**, selecciona la combinación de carga correspondiente, en este caso, **(CARGAS DE SERVICIO)**, que suma todas las cargas asignadas en el modelo. Para concluir, elige **"Arrows" → "Apply" → "OK"**, como se muestra en la Figura A-B 110.

Figura A-B 110

Tipo de combinación y forma en como se muestra las reacciones



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

La Figura A-B 111 ilustra el comportamiento de las cargas en los resortes de la zapata en la vista XZ. En el contexto de esta propuesta de muro de contención New Jersey, se observa un rendimiento notablemente mejor. Esto se debe a que los resortes que están sometidos a tracción presentan valores mínimos, indicando una distribución más equitativa y controlada de las fuerzas en juego. Este aspecto contribuye significativamente a la estabilidad y eficiencia del sistema, evidenciando una respuesta estructural más favorable.

Figura A-B 111

Reacciones que llegan a los resortes de la zarpa



Nota. Autor 2.024, archivo “TRABAJO DE GRADO MURO NEW JERSEY H=5.10 La=4.90 SAP2000.sbd File”.

Apéndice C. Tutorial de análisis de estabilidad global del muro de contención tipo New Jersey mediante el software GEO 5

Este tutorial tiene como objetivo guiar la modelación de un muro de contención en el software GEO5 con el propósito de evaluar su estabilidad local (volcamiento, deslizamiento), estabilidad global y otros análisis proporcionados por el programa. Este muro representa la solución propuesta para el problema de pérdida de banca en un tramo de la Avenida Circunvalar, específicamente en la entrada al Barrio La Laguna, Ocaña, Norte de Santander.

El diseño inicial era un muro tipo New Jersey; sin embargo, debido a las limitaciones de dibujo del software GEO5, se adaptaron las dimensiones a un muro en voladizo, que se describe a continuación: el muro tiene una forma en L y comprende una zarpa de 0,65 metros de espesor con un ancho total de 3,25 metros, seguido de un vástago con una altura libre de 4,45 metros. La base del vástago tiene un espesor de 0,40 metros y la corona tiene un espesor de 0,30 metros.

Características del suelo:

Los datos del suelo, fueron proporcionados por un ingeniero especialista en el área y son supuestos, ya que no se realizaron ensayos de suelo. Estos datos incluyen un suelo tipo relleno, el peso específico del suelo de 16,00 kN/m³, un ángulo de fricción del suelo de 38°, cohesión de 14 Kpa y se asumió una capacidad portante de 250 Kpa. Además, se aplicaron factores de seguridad de 2,00 para volcamiento, 1,00 para deslizamiento, 2,00 para capacidad portante y 1,20 para el análisis de estabilidad.

Especificaciones de materiales:

El acero de refuerzo cuenta con una resistencia característica de $f_y = 420\ MPa$, mientras que el peso unitario del muro se establece en 24 kN/m³.

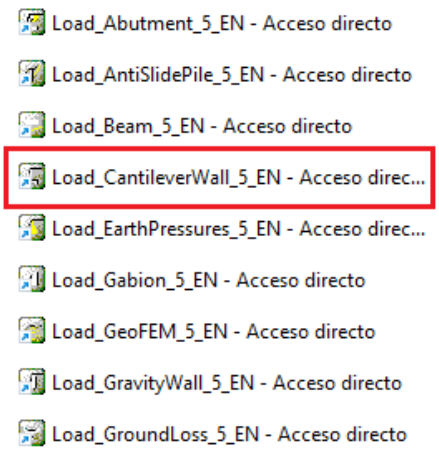
A continuación, detallaremos el proceso paso a paso para llevar a cabo el análisis de estabilidad local y global del muro de contención utilizando el software GEO5.

Paso 1: Iniciar la Aplicación

Para comenzar, abre la aplicación **"Load_CantileverWall_5"**, que corresponde a Muros en Voladizo (ver Figura A-C 1).

Figura A-C 1

Aplicación de GEO5 para muros de contención en voladizo



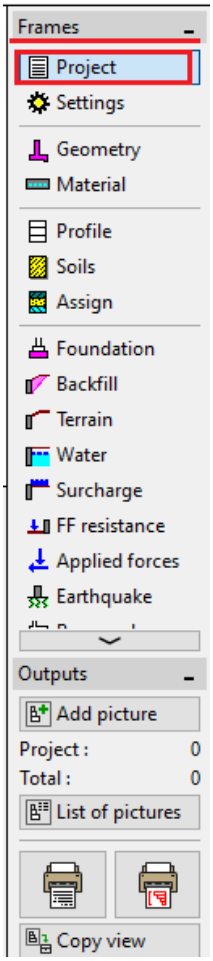
Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Paso 2: Configurar el Proyecto

Dentro de la interfaz de Muros en Voladizo, dirígete a los frames en la parte derecha de la pantalla, como se aprecia en la Figura A-C 2.

Figura A-C 2

Frame de project para asignar los datos del proyecto

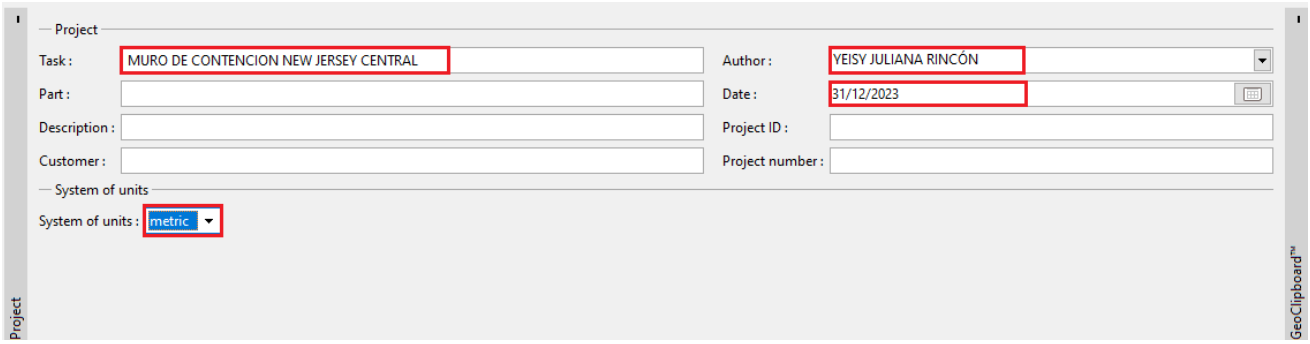


Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Haz clic en **“Project”** y completa los datos en **“Task”** con el nombre del proyecto, el autor y el sistema de unidades, en este caso, métrico (ver Figura A-C 3).

Figura A-C 3

Datos del proyecto



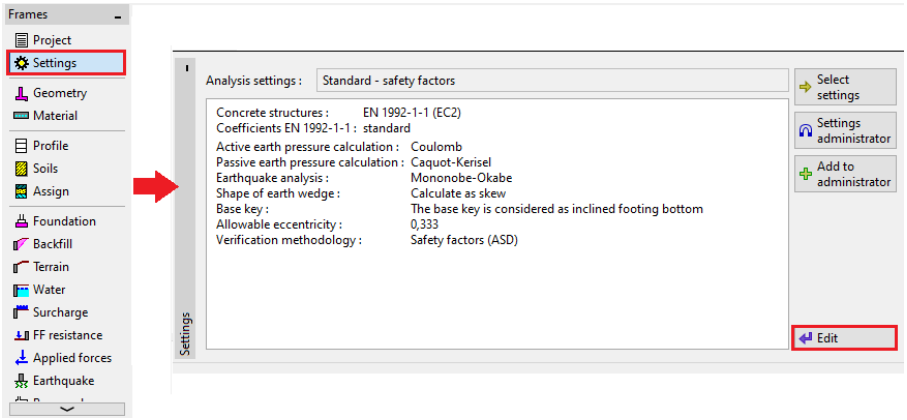
Nota. Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File”.

Paso 3: Establecer Normas de Concreto

Seguidamente selecciona **“Settings”** y luego **“Edit”** como se muestra en la Figura A-C 4.

Figura A-C 4

Configuración de datos del muro

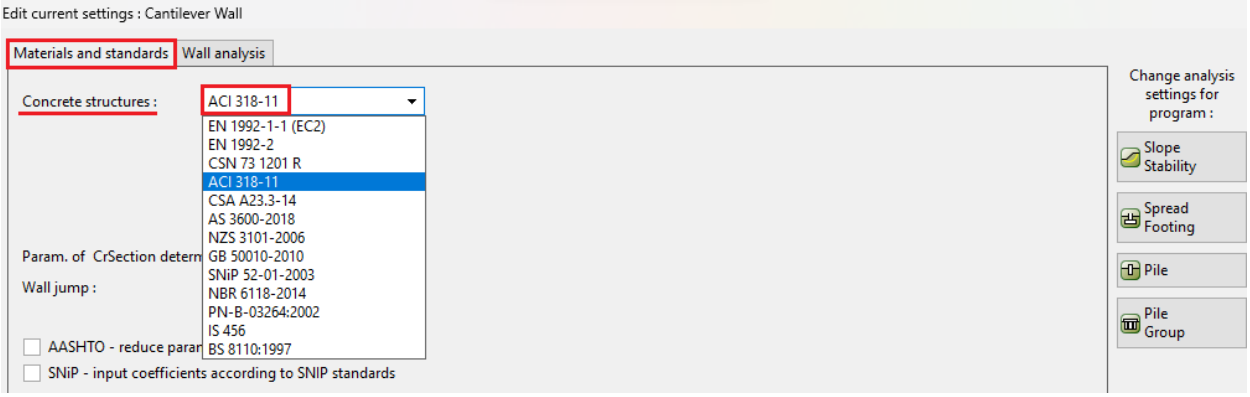


Nota. Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File”.

Haz clic en **“Materials and Standards”**, dentro de **“Concrete Structures”**, y elige la norma que regirá el concreto estructural, para este caso, escoge ACI 318-11 (ver Figura A-C 5).

Figura A-C 5

Norma por la cual se va a regir el concreto



Nota. Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File”.

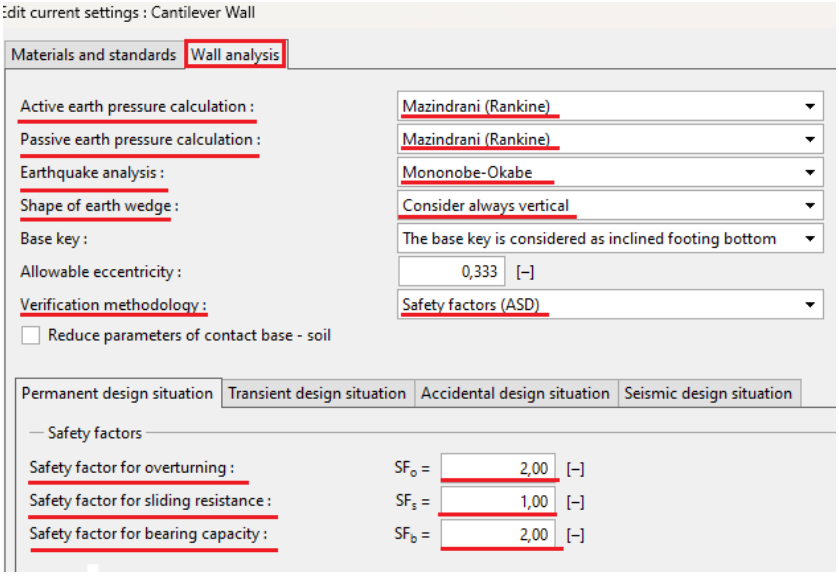
Paso 4: Configurar el Análisis del Muro

En **“Wall Analysis”**, selecciona el método para calcular las presiones activas y pasivas del terreno, en este caso, **“Rankine”**. Para el análisis seudoestático **“earthquake analysis”** (Mononobe-Okabe) y para la cuña de falla **“Shape of aerth wedge”** (vertical). Para la verificación **“Verification methodology”**, utilizamos factores de seguridad (Safety factors ASD). ConFiguramos los factores de seguridad para el volcamiento (2,00), deslizamiento (1,00)

y capacidad de carga (2,00) como se aprecia en la Figura 5. Las demás configuraciones se mantienen predeterminadas como se ve en la Figura A-C 6.

Figura A-C 6

Configuración para análisis del muro de contención



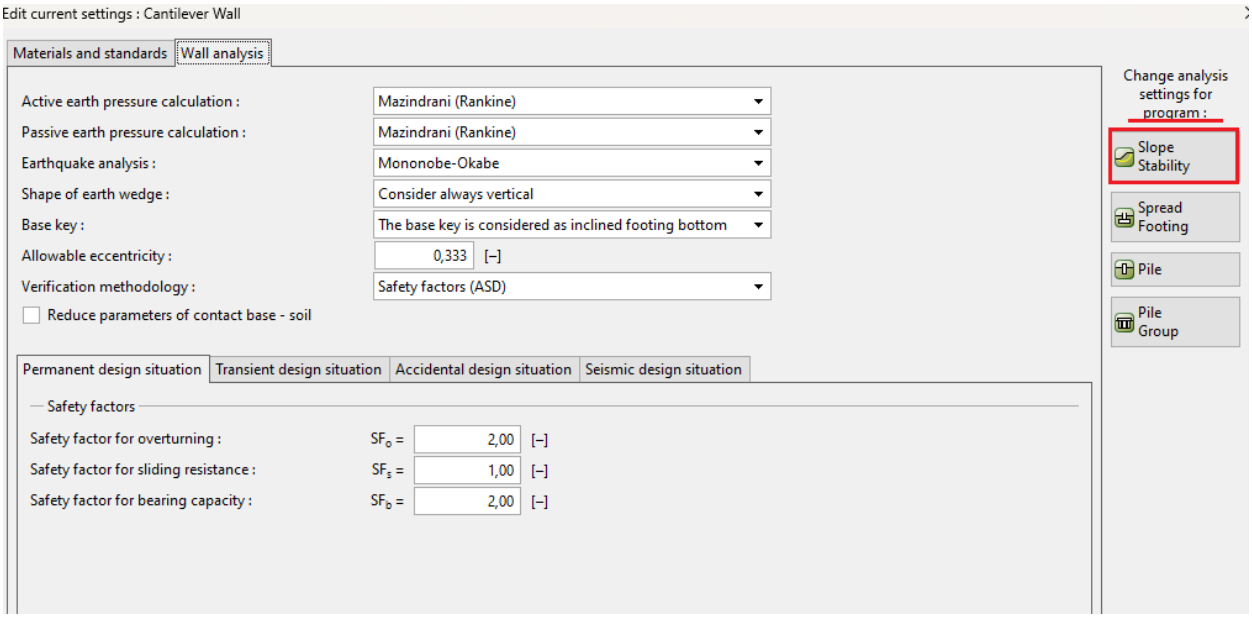
Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Paso 5: Configurar la Estabilidad del Talud

Dirígete a la parte derecha en **"Change Analysis Settings for Program"**, haz clic en **"Slope Stability"** (Ver Figura A-C 7).

Figura A-C 7

Proceso para configurar la estabilidad del talud

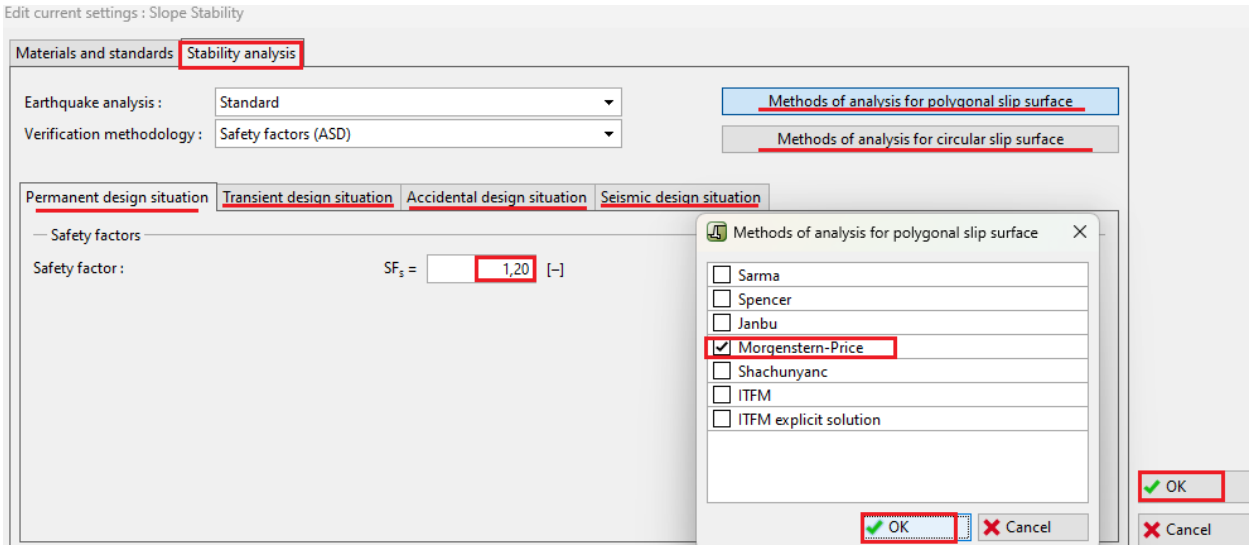


Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Luego, en **"Stability Analysis - Methods of Analysis for Polygonal Slip Surface"**, selecciona únicamente el método **"Morgenstern-Price"** y confirma con **"OK"**. Repite este paso para **"Methods of Analysis for Circular Slip Surface"**. Además, establece un factor de seguridad de 1,20 en las opciones de **"Permanent Design Situation"**, **"Transient Design Situation"**, **"Accidental Design Situation"**, y **"Seismic Design Situation"** como se encuentra en la Figura A-C 8.

Figura A-C 8

Método de análisis y factor de seguridad para estabilidad global del muro



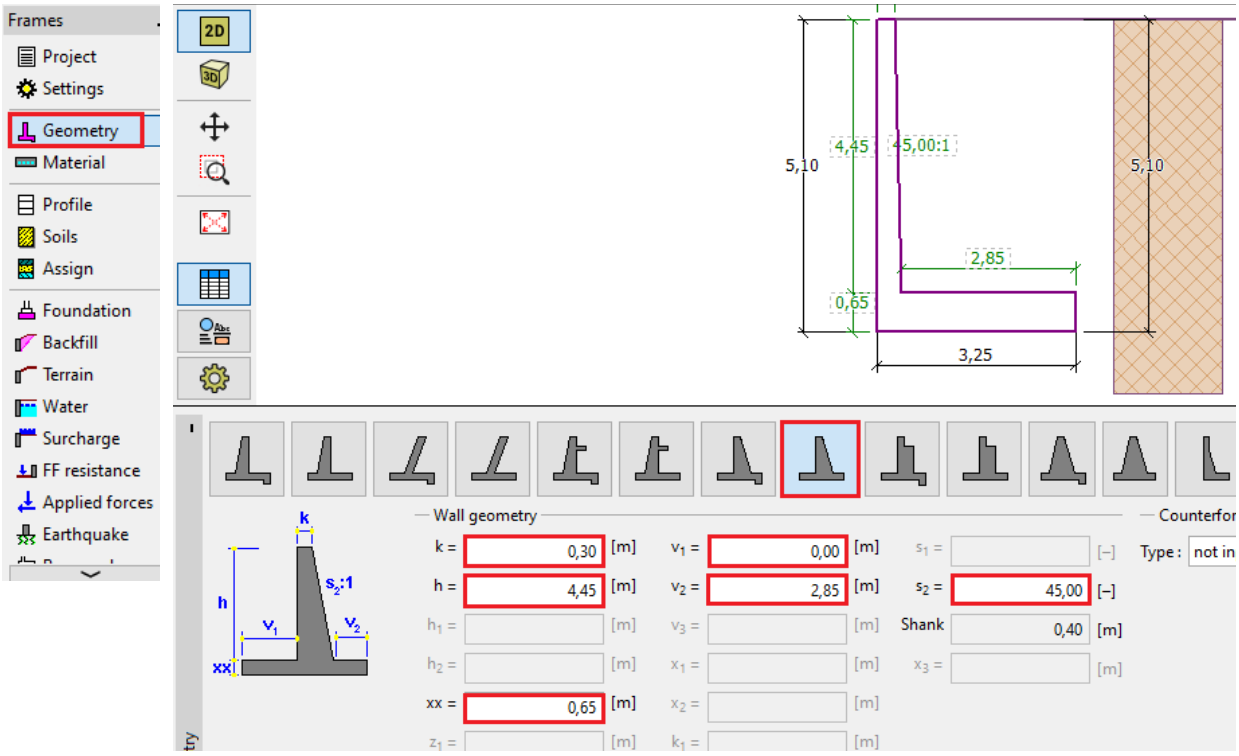
*Nota.*Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File”.

Paso 6: Definir la Geometría del Muro

Ahora, en **“Geometry”**, elige el diseño de muro y especifica las dimensiones correspondientes como se aprecia en la Figura A-C 9.

Figura A-C 9

Definición de la geometría del muro de contención



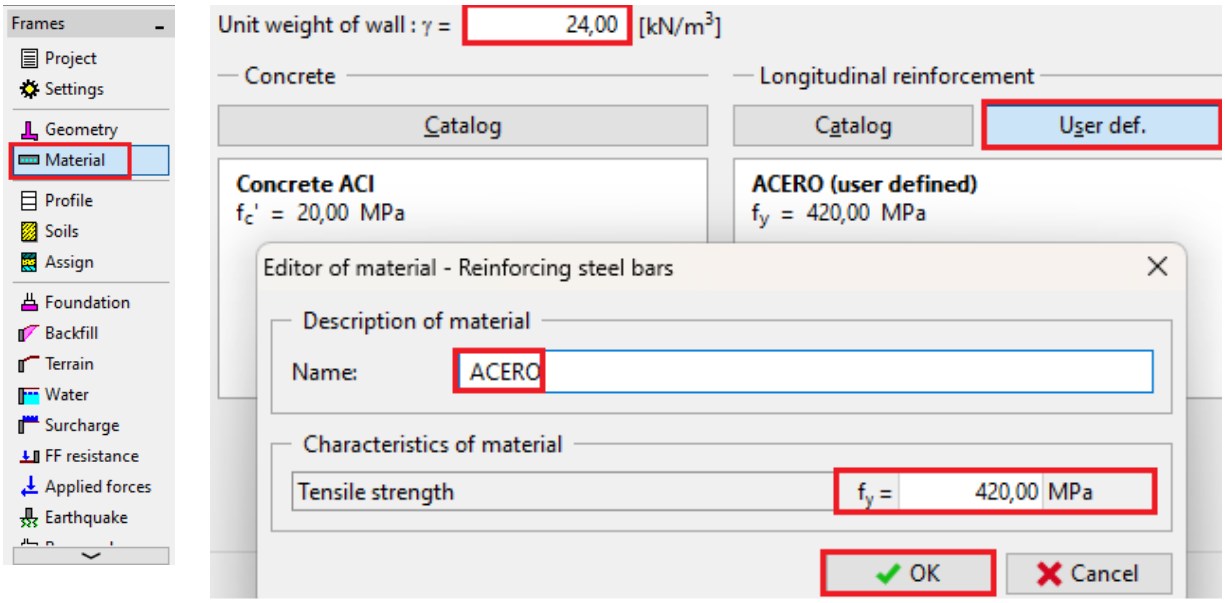
Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Paso 7: Definir Propiedades de Materiales

En la sección **"Material",** ingresa el peso específico del muro y la resistencia del acero que se va a utilizar, en este caso se modifica haciendo clic en **"User Def",** ajusta el nombre y el valor de f_y a 420 MPa como se muestra en la Figura A-C 10.

Figura A-C 10

Configuración del material del muro de contención



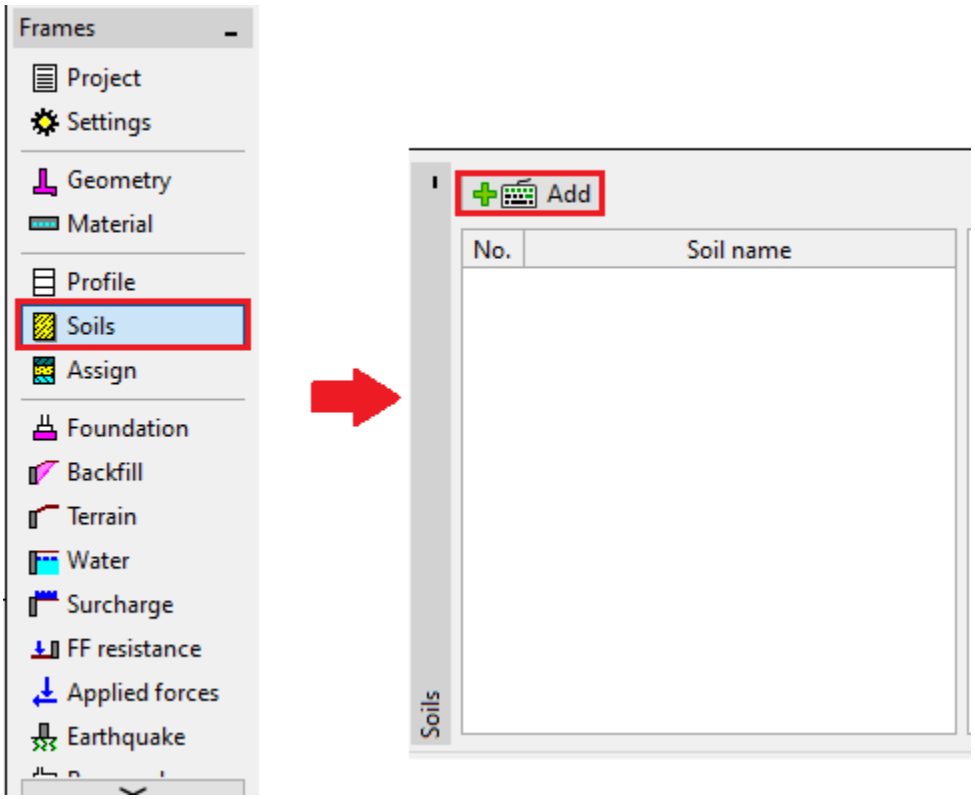
Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Paso 8: Definir Propiedades del Suelo

Para asignar las propiedades del suelo haz clic en **"Soils"** y luego en la parte inferior en **"Add"** (Ver Figura A-C 11).

Figura A-C 11

Proceso para configurar los parámetros del suelo



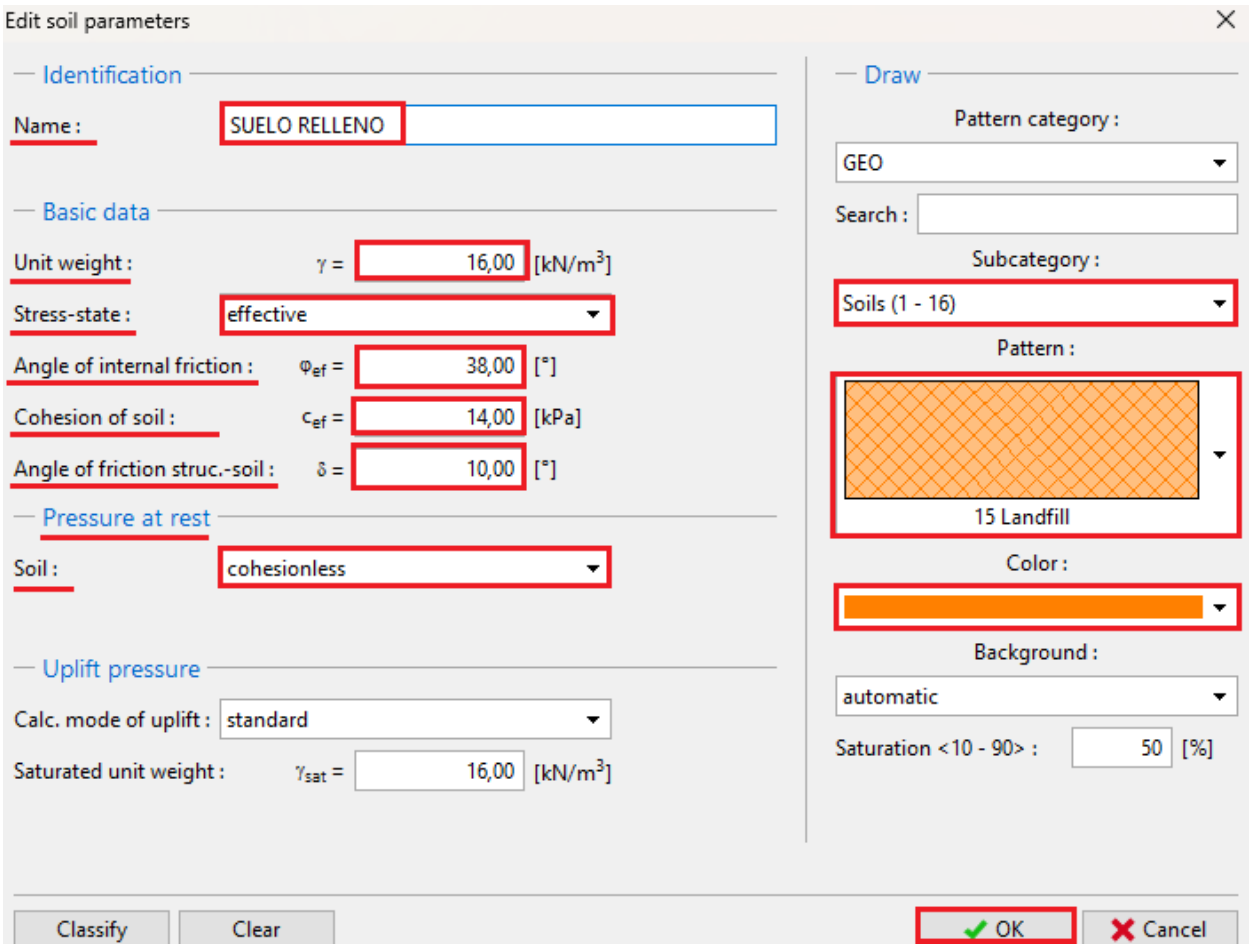
Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Luego, ingresa las características del terreno, primero en **"Name"** se pone el nombre del suelo, para este caso **"SUELO RELLENO"**, en **"Unit weight"** el peso específico que corresponde a 16 kN/m^3, **"Stress State" → "effective"**, en **"Angle of internal friction"** que es el ángulo interno de fricción pon 38°, Luego la cohesión del suelo en **"Cohesion of soli" →** 14 KPa y en el ángulo de fricción estructura- suelo **"Angle of friction struc- soli"** deja 10°**,** dado que se está usando el método de Rankine. Seguidamente en "**Pressure at rest"** selecciona sin cohesión **"cohesionless"** y finalmente en la sección "**Draw" → "Pattern" → "Landfill"**, el

color se escoge a gusto del autor, finaliza con clic en **"Add",** Como se evidencia en la Figura A-C 12.

Figura A-C 12

Parámetros del suelo



Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

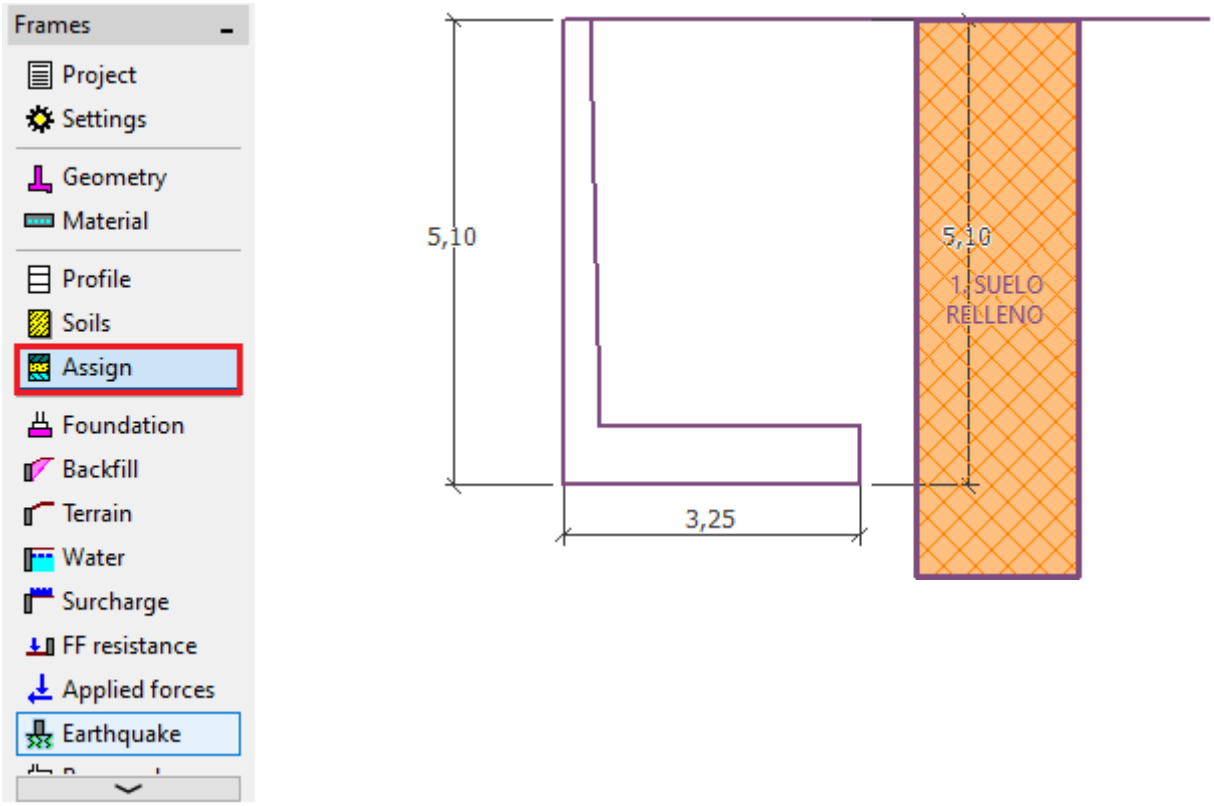
Nota. Es importante tener en cuenta que los datos geotécnicos de este proyecto son supuestos y fueron proporcionados por ingeniero geotécnico.

Paso 9: Asignación del suelo

Ya creado el suelo con las propiedades correspondientes, haz clic en **"Assign"** para asignar automáticamente las propiedades del suelo (ver Figura A-C 13).

Figura A-C 13

Proceso para asignar el suelo



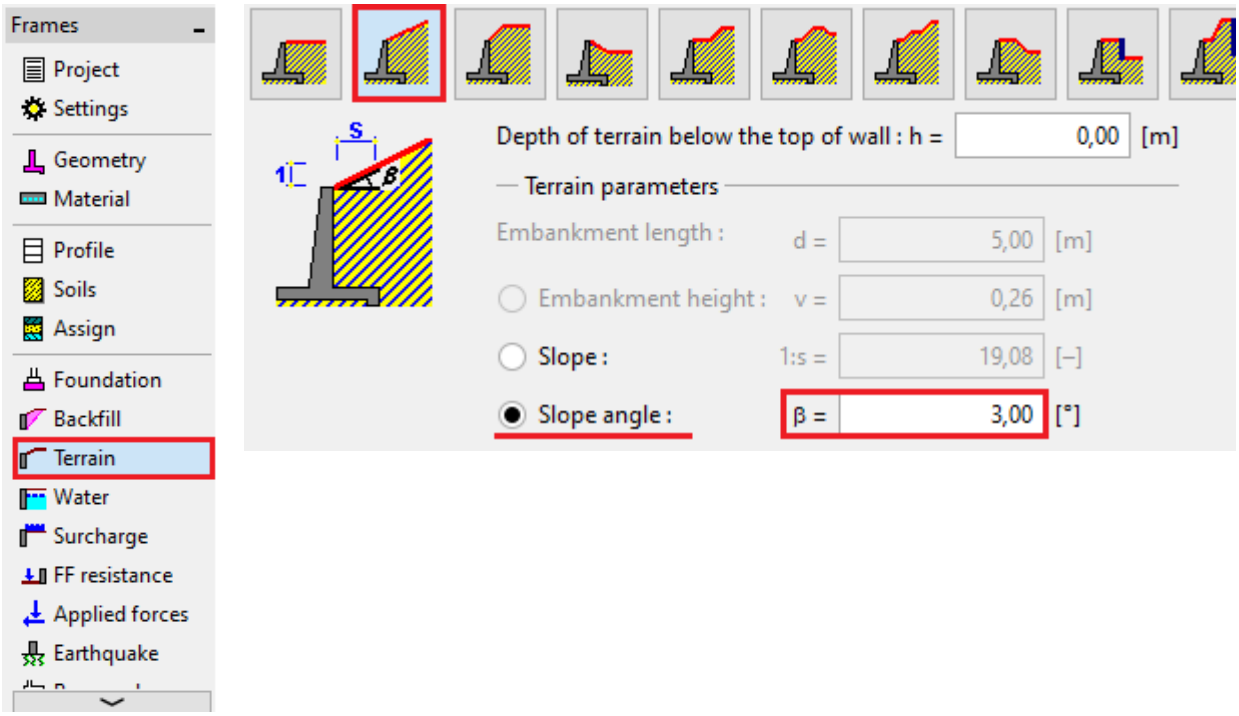
Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Paso 10: Configurar las Características del Terreno

Seguidamente, haz clic en **"Terrain"** y selecciona la opción que mejor describa la condición del terreno, para este caso, selecciona **"terreno con inclinación" → "Slope Angle (3°)"** como se ve en la Figura A-C 14.

Figura A-C 14

Asignación del tipo de forma que lleva el terreno que sostiene el muro de contención



Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Paso 11: Verificar el Equilibrio del Muro

Para verificar el equilibrio del muro ve a **"Verification"** para evaluar los factores de volcamiento **"OVERTURNING"** y deslizamiento **"SLIP"**, luego explora la opción **"In detail"** para una verificación más detallada del equilibrio (Ver Figura A-C 15).

Figura A-C 15

Verificación del volcamiento y deslizamiento por medio del software GEO5

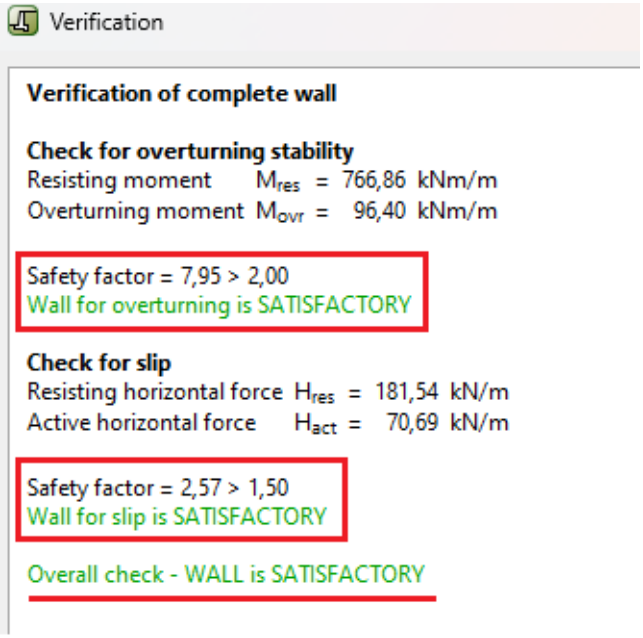


Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

La ventana que se abre muestra de forma detallada el análisis de equilibrio del muro, como se muestra en la Figura A-C 16, proporciona los momentos, las fuerzas y si cumple o no con los factores de seguridad proporcionados para volcamiento y deslizamiento, en este caso el muro cumple.

Figura A-C 16

Detalle de la estabilidad local



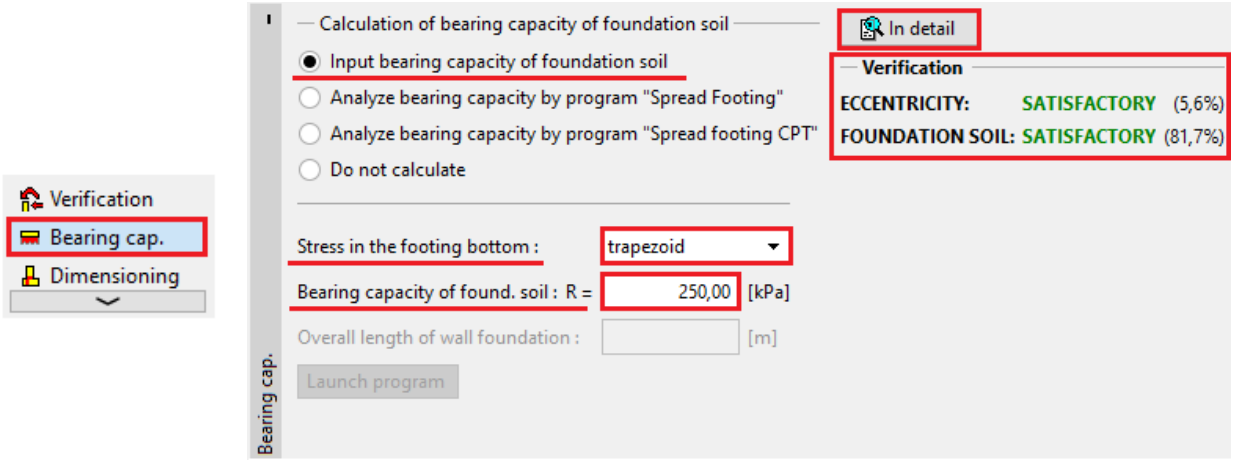
Nota. Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File”.

Paso 12: Verificar la Capacidad Portante

Continuamos con la verificación del muro, esta vez la excentricidad y la capacidad portante del suelo, haz clic en **"Bearing Cap."** En la opción **"Stress in the Footing Bottom,"** selecciona **"Trapezoid"** y en **“Bearing capacity of found. Soil: R=”** se supone una capacidad portante de 250 KPa, clic en **“In detail”** (ver Figura A-C 17).

Figura A-C 17

Verificación de la capacidad portante del suelo



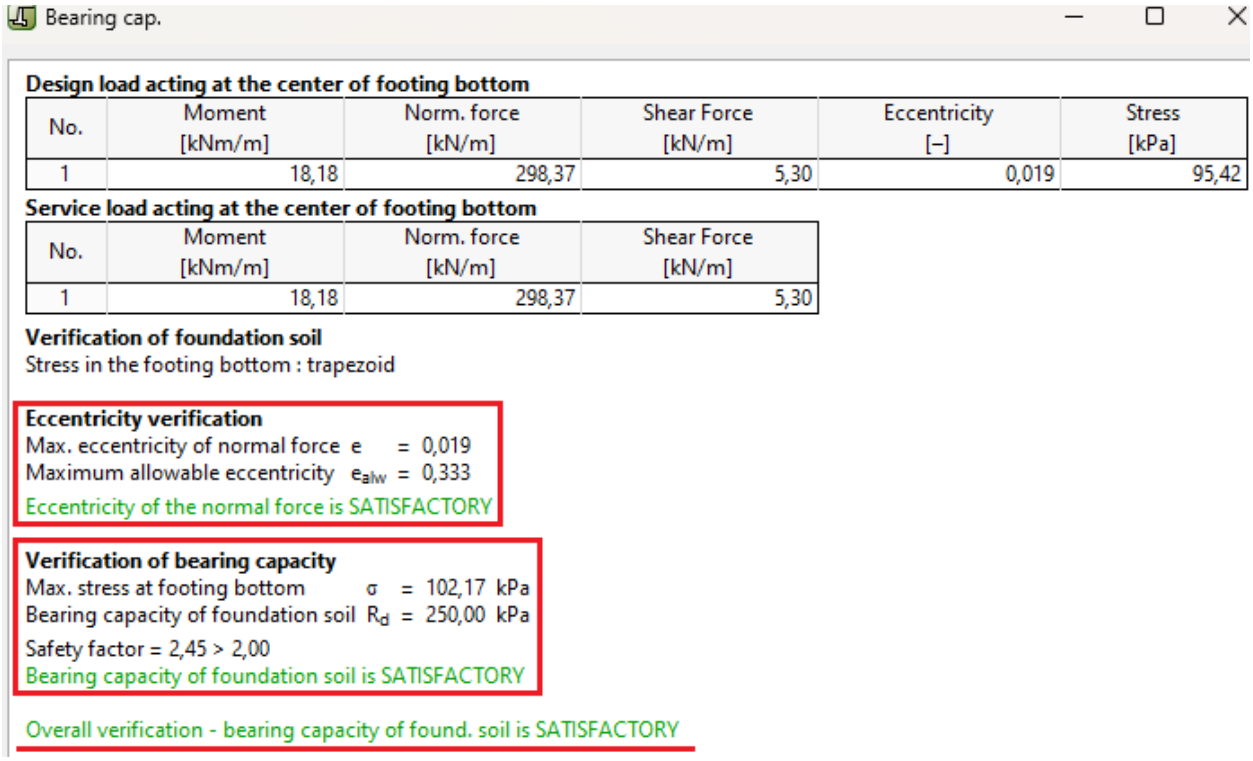
Nota. Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File”.

Posteriormente se visualiza en la Figura A-C 18, la información detallada del análisis, mostrando el cumplimiento con la excentricidad y la capacidad portante del suelo.

Nota. Importante tener en cuenta que el modelo cumple para un suelo con capacidad igual o mayor a 250KPa.

Figura A-C 18

Detalle de la verificación de la capacidad portante



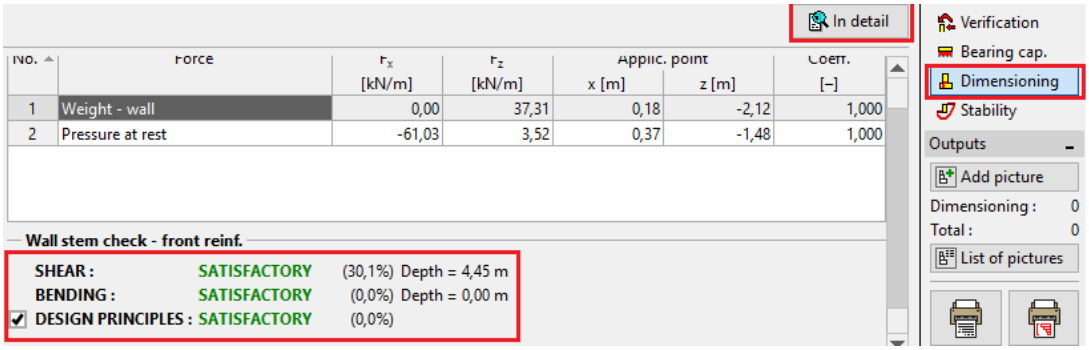
Nota. Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File”.

Paso 13: Verificar el Dimensionamiento del Muro

Continuamos con la verificación del dimensionamiento en **"Dimensioning"** donde muestra si el modelo cumple a cortante y a flexión, haz clic en **"In detail"** para el análisis más detallado (ver Figura A-C 19).

Figura A-C 19

Verificación del dimensionamiento del muro de contención

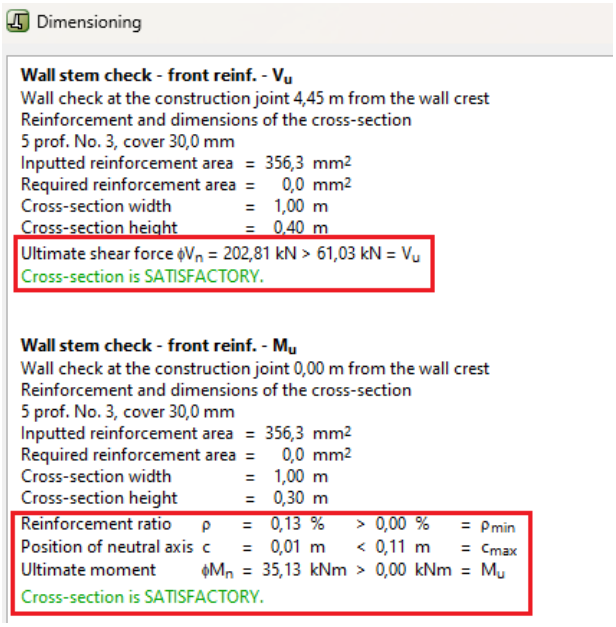


Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

El siguiente recuadro muestra la verificación del cortante último (V_u) y el momento último (M_u), como se muestra en la Figura A-C 20, dando un resultado satisfactorio.

Figura A-C 20

Detalle del análisis del cortante y momento nominal que actúan en la estructura



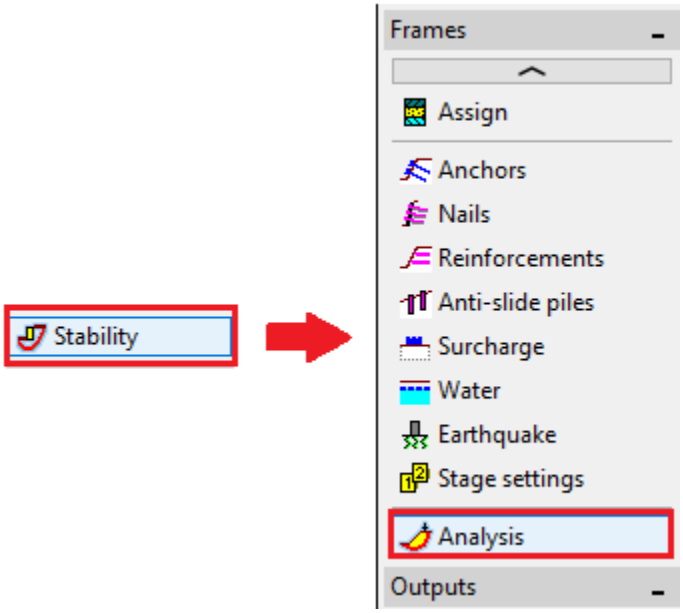
Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Paso 14: Analizar la Estabilidad global

Finalmente, haz clic en **"Stability"** y en la parte derecha selecciona la opción **"Analysis"** (Ver Figura A-C 21).

Figura A-C 21

Proceso para analizar la estabilidad del muro de contención

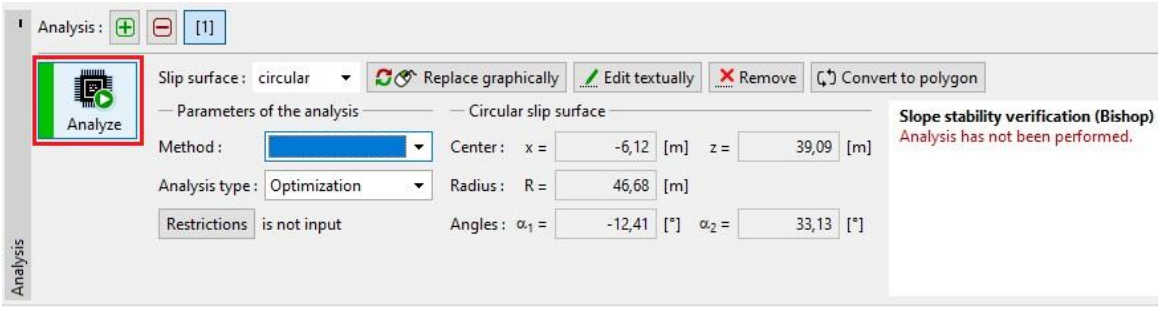


Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

Luego, se abre una ventana, haz clic en **"Analyze"** (Ver Figura A-C 22).

Figura A-C 22

Proceso para correr el análisis de estabilidad del muro

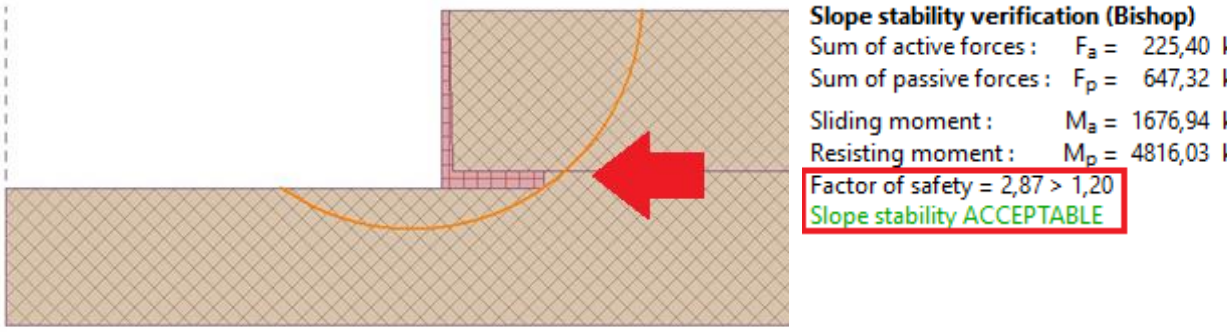


Nota. Autor 2.024, archivo "ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File".

El programa calcula el plano de falla más crítico para obtener el factor de seguridad por medio de Bishop como se muestra en la Figura A-C 23 y muestra los resultados de la estabilidad global, para este caso es aceptable porque cumple el factor de seguridad. Finaliza haciendo clic en **“Exit and Save”**.

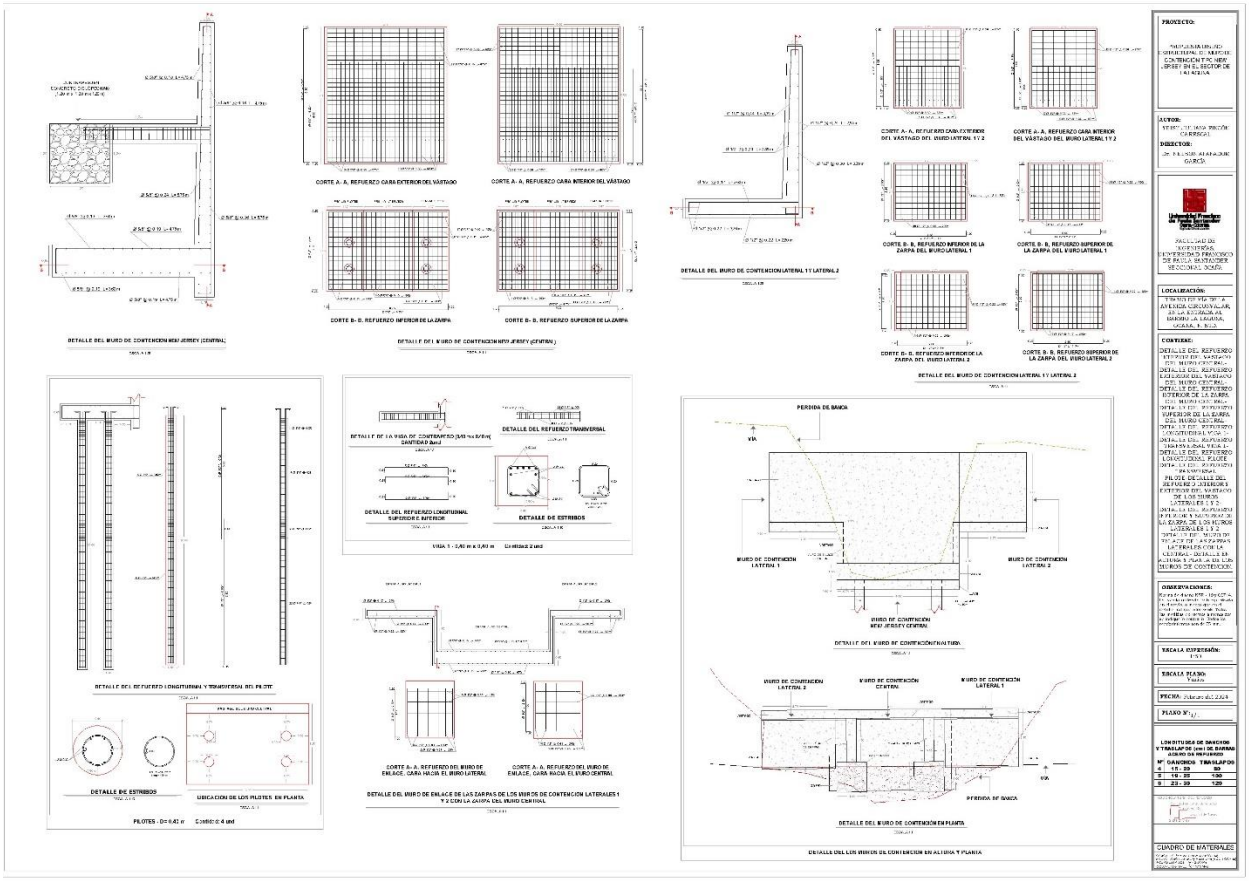
Figura A-C 23

Análisis de estabilidad global del muro de contención satisfactorio



Nota. Autor 2.024, archivo “ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE CONTENCION NEW JERSEY H=5.10 La=4.9 GEO5 Cantilever Wall File”.

Apéndice D. Plano estructural de los muros de contención (Archivo AutoCAD adjunto “PLANO ESTRUCTURAL MURO DE CONTENCION PROYECTO DE GRADO.dgw”)



Apéndice E. Memorias de cálculo, Análisis de precios unitarios, Presupuesto (Archivo de Excel adjunto "ESTUDIO DE COSTOS MURO DE CONTENCION PROYECTO DE GRADO Hoja de cálculo de Microsoft Excel")

https://docs.google.com/spreadsheets/d/14XBGhZNsLmljNQnIMeScjZ6RBkAyZvGm/edit?usp=sharing&ouid=106454763659359241670&rtpof=true&sd=true