

# UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

*"DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO"*

**LINEA DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD:  
TRANSPORTE Y URBANISMO**

**LINEA DE INVESTIGACIÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE  
INGENIERIA CIVIL:  
ESTRUCTURAS**

**PRESENTADO POR:  
BACH. MARCO ANTONIO MORÁN CÁRDENAS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**HUANCAYO – PERÚ**

**2019**

**Msc. Ing. Luis Humberto, DÍAZ HUIZA**

**ASESOR**

## DEDICATORIA

A Dios, por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres, Antonio Morán y Carmela Cárdenas; por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mis hermanos, Ricardo, Carlos, Daygoro, Jesús, Mariela y María, quienes supieron apoyarme en los momentos difíciles que he pasado.

A todos mis amigos, con quienes compartí momentos buenos y malos en el desarrollo de mi vida profesional.

A todos los docentes que me apoyaron en mi realización de mi vida profesional en todo este tiempo.

## **AGRADECIMIENTO:**

A mi asesor, Msc. Ing. Luis Humberto, DÍAZ HUIZA, por su invaluable apoyo y orientación, durante el desarrollo de este trabajo de investigación.

A los Ingenieros. Ph.d. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed y Richard Cruz Godoy, quien con su alta experiencia el diseño de estructuras, se les agradece por sus conocimientos brindados para llevar a cabo el desarrollo de esta Tesis.

A los Ingenieros. José Palomino, Leoncio Mori, Feliciano Huayhua, Edward Quiroz, Ederth Enrique, quienes, con su alta trayectoria en la Ingeniería, ayudaron a la realización de este trabajo.

**HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO**

---

**Dr. Casio Aurelio Torres López**

**Decano**

---

**Dr. Francisco Cyl Godiño Poma**

---

**Ing. Javier Amador Navarro Veliz**

---

**Ing. María Luisa Mueras Gutiérrez**

---

**Mg. Miguel Ángel Carlos Canales**

**Secretario General**

## ÍNDICE GENERAL

### INDICE

SIGLAS .....	XXII
GLOSARIO.....	XXIII
RESUMEN.....	XXIV
ABSTRACT .....	XXV
INTRODUCCIÓN.....	XXVI
CAPÍTULO I .....	1
EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN .....	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
1.2 FORMULACIÓN Y SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA .....	5
1.2.1 PROBLEMA GENERAL .....	5
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	5
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	6
1.3.1 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA O SOCIAL .....	6
1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	6
1.4 DELIMITACIONES .....	6
1.4.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL.....	6
1.4.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL .....	7
1.5 OBJETIVOS.....	7
1.5.1 OBJETIVO GENERAL.....	7
1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	7
CAPÍTULO II .....	8
MARCO TEÓRICO .....	8
2.1 ANTECEDENTES.....	8
2.2 MARCO CONCEPTUAL.....	11
2.2.1 DISEÑO ESTÁTICO .....	11
2.2.1.1 TEORÍA DE COULOMB.....	11
2.2.1.2 TEORÍA DE RANKINE .....	12

2.2.2 DISEÑO DINÁMICO .....	17
2.2.2.1 ANÁLISIS MONONOBE – OKABE .....	17
2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS .....	20
2.4 HIPÓTESIS.....	23
2.4.1 HIPÓTESIS GENERAL .....	23
2.4.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS .....	23
2.5 VARIABLES.....	24
2.5.1 DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LA VARIABLE .....	24
2.5.2 DEFINICIÓN OPERACIONAL DE LA VARIABLE .....	25
2.5.3 OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE .....	26
CAPÍTULO III .....	27
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	27
3.1 MÉTODO CON QUE SE RESUELVE EL PROBLEMA.....	27
3.1.1 MÉTODO DE INVESTIGACIÓN .....	27
3.1.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	27
3.1.3 NIVEL DE INVESTIGACIÓN .....	27
3.1.4 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN .....	27
3.1.5 POBLACIÓN Y MUESTRA.....	28
3.1.5.1 POBLACIÓN .....	28
3.1.5.2 MUESTRA.....	28
3.1.6 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .....	28
<b>3.1.7 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....</b>	<b>28</b>
<b>3.1.8 TÉCNICAS Y ANÁLISIS DE DATOS .....</b>	<b>29</b>
CAPÍTULO IV.....	30
RESULTADOS.....	30
4.1 DESCRIPCIÓN .....	30
4.2 MATERIALES.....	30
4.3 DIMENSIONES DEL MURO.....	30
4.4 CÁLCULOS PREVIOS.....	32

4.4.1 CÁLCULO DEL COEFICIENTE ACTIVO ESTÁTICO - MURO PRINCIPAL .....	32
4.4.2 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE REPOSO - MURO MENOR.....	32
4.4.3 CÁLCULO DEL COEFICIENTE ACTIVO DINÁMICO - MURO PRINCIPAL .....	33
4.4.4 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PASIVO DINÁMICO – MURO MENOR.....	35
4.4.5 CÁLCULO DEL COEFICIENTE PASIVO ESTÁTICO - MURO MENOR .	36
4.5 CÁLCULO DE LAS FUERZAS ESTABILIZADORAS Y DESESTABILIZADORAS.....	39
4.5.1 FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES Y DESESTABILIZADORES.....	39
4.5.1.1 FUERZAS DESESTABILIZADORAS.....	39
4.5.1.2 FUERZAS ESTABILIZADORAS.....	39
4.5.2 FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES Y DESESTABILIZADORES MAYORADAS .....	40
4.5.2.1 FACTORES DE CARGA.....	40
4.5.2.2 FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES DESESTABILIZADORAS MAYORADAS .....	40
4.5.2.3 FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORAS MAYORADAS .....	41
4.6 VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD.....	41
4.6.1 VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO .....	41
4.6.2 VERIFICACIÓN POR VOLTEO .....	42
4.6.3 VERIFICACIÓN POR EXCENTRICIDAD .....	42
4.6.4 VERIFICACIÓN POR PRESIONES .....	43
4.7 CUADRO RESUMEN DE PREDIMENSIONAMIENTO.....	43
4.8 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL TIPO B.....	44
4.8.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	44
4.8.2 CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO .....	44
4.8.3 ENTRADA DE DATOS SAP 2000 V19 (MODELO).....	46
4.8.3.1 ENTRADA DE MATERIALES .....	46
4.8.3.2 ENTRADA DE ELEMENTOS FRAME DE LA ESTRUCTURA.....	47
4.8.3.3 ENTRADA SAP DE ELEMENTOS SPRING .....	50

4.8.3.4 ENTRADA DE PATH.....	52
4.8.4 EVALUACIÓN DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA.....	53
4.8.4.1 DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA.....	53
4.8.4.2 EVALUACIÓN DE ENTRADA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA .....	54
4.8.4.4 ENTRADA DE LAS PRESIONES LATERALES DE TIERRAS (KN/M) .	58
4.8.4.5 ENTRADA DE CARGAS DE ASFALTO (DW) (KN/M2) .....	64
4.8.4.6 ENTRADA DE CARGAS DE RELLENO BASE Y SUB-BASE (EV)(KN/M2).....	65
4.8.5 COMBINACIONES DE CARGA.....	66
4.8.5.1 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA.....	66
4.8.5.2 ENTRADA DE COMBINACIONES DE CARGA SAP 2000.....	67
4.8.6 DIAGRAMAS.....	69
4.9 DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO .....	72
4.9.1 DISEÑO DE MURO PRINCIPAL .....	72
4.9.2 DISEÑO DE MURO MENOR .....	74
4.9.3 DISEÑO DE MURO SUPERIOR .....	76
4.9.4 DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN .....	78
4.10 CÁLCULO DE VIGAS.....	80
4.10.1 CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO EN ELEMENTOS A FLEXIÓN.....	80
4.10.2 DISEÑO DE VIGA POR FUERZA CORTANTE .....	80
4.11 ESTIMACIÓN DE COSTOS .....	86
4.11.1 PRESUPUESTO .....	86
4.11.2 ANÁLISIS .....	86
4.11.3 METRADOS.....	88
CAPÍTULO V.....	93
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	93
5.1 DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA.....	93
5.2 ARMADURAS DE LA ESTRUCTURA .....	94
CONCLUSIONES.....	95
RECOMENDACIONES .....	97

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 98

ANEXOS

**ANEXO 1**

MATRIZ DE CONSISTENCIA

**ANEXO 2**

PESO UNITARIO COMPACTO

**ANEXO 3**

CAPACIDAD ADMISIBLE

**ANEXO 4**

ANGULO DE FRICCIÓN

**ANEXO 5**

DETERMINACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

**ANEXO 6**

PLANOS

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Hipótesis simplificativas de Mononobe y Okabe.

Tabla 4.1: Monograma para el cálculo del factor de reducción del empuje pasivo.

Tabla 4.2: Fuerzas Desestabilizadoras.

Tabla 4.3: Fuerzas Estabilizadoras.

Tabla 4.4: Factores de Carga.

Tabla 4.5: Fuerzas Mayoradas.

Tabla 4.6: Momentos Mayorados.

Tabla 4.7: Fuerzas Estabilizadoras Mayoradas.

Tabla 4.8: Momentos Estabilizadoras Mayoradas.

Tabla 4.9: Verificación por Deslizamiento.

Tabla 4.10: Verificación por Volteo.

Tabla 4.11: Verificación por Excentricidad.

Tabla 4.12: Verificación por Presiones.

Tabla 4.13: Resumen de predimensionamiento.

Tabla 4.14: Módulos de reacción del suelo

Tabla 4.15: Factores de carga viva.

Tabla 4.16: Combinaciones y Factores de Carga.

Tabla 4.17: Factores de Carga para Cargas Permanentes.

Tabla 4.18: Diseño por Flexión - Muro Principal.

Tabla 4.19: Diseño por Cortante - Muro Principal.

Tabla 4.20: Diseño por Flexión – Muro Menor.

Tabla 4.21: Diseño por Cortante - Muro Menor.

Tabla 4.22: Diseño por Flexión – Muro Superior.

Tabla 4.23: Diseño por Cortante - Muro Superior.

Tabla 4.24: Diseño por Flexión – Losa de Cimentación.

Tabla 4.25: Diseño por Cortante - Losa de Cimentación.

Tabla 4.26: Armadura Superior e Inferior de Viga.

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Representación de los estados activo y pasivo de Rankine en un punto de un terreno con superficie libre horizontal con tensión vertical  $\sigma_z$ .

Figura 2.2: Sobrecarga reducida de tierras.

Figura 2.3: Aparición de empujes negativos (grietas) debidos a la cohesión.

Figura 2.4: Análisis de Mononobe y Okabe.

Figura 2.5: Representación gráfica del plano de fractura y volumen que se desliza (Ver análisis).

Figura 4.1: Sección del Predimensionamiento.

Figura 4.2: Presiones que actúan sobre el Muro Arriostrado.

Figura 4.3: Entrada de PATH al modelo.

Figura 4.4: Sobrecarga HL-93.

Figura 4.5: Distribución de cargas HL-93.

Figura 4.6: Presión activa estática muro principal.

Figura 4.7: Presión de reposo muro menor.

Figura 4.8: Empuje pasivo estático - muro menor.

Figura 4.9: Incremento activo dinámico - muro principal.

Figura 4.10: Empuje pasivo dinámico - muro menor.

Figura 4.11: Fuerza inercial del muro - muro principal.

Figura 4.12: Carga de asfalto.

Figura 4.13: Carga de relleno base y sub-base.

Figura 4.14: Diagrama de Momentos.

Figura 4.15: Diagrama de Cortantes.

Figura 4.16: Diagrama de Carga Axial.

Figura 4.17: Distribución de Armaduras – Muro principal.

Figura 4.18: Distribución de Armaduras – Muro Menor.

Figura 4.19: Distribución de Armaduras – Muro Superior.

Figura 4.20: Distribución de Armaduras – Losa de Cimentación.

Figura 4.21: Diagrama de Cortantes Hiperestáticos en la Viga.

Figura 4.22: Diagrama de Cortantes Isostáticos en la Viga.

Figura 4.23: Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad.

Figura 4.24: Diagrama de Fuerza Cortante Para el Diseño.

Figura 5.1: Encofrado del Muro de contención Arriostrado.

Figura 5.2: Armadura del Muro de contención Arriostrado.

## ÍNDICE DE IMAGENES

Imagen 1.1: Vista en planta del tramo de la carretera

## SIMBOLOGÍA

m = metro.

T = Tonelada.

Tn = Tonelada.

mm = Milímetro.

cm = Centímetro.

Kg = Kilogramo.

Mpa = Mega pascal.

F'c = Resistencia del concreto a la compresión.

F'y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Yc = Densidad del concreto.

Yrell = Densidad del material de relleno.

$\sigma_s$  = Esfuerzo admisible del suelo.

af = Ancho final de la estructura.

hf = Altura final del muro.

emp = Espesor del muro principal.

em = Espesor del muro menor.

ev = Ancho de la viga.

pv = peralte de la viga.

$e_c$  = Espesor de la cimentación.

$h_{(1,2)}$  = Altura de muro escalonado.

$e$  = Espesor de muro escalonado.

$H_{mp}$  = Altura total del muro principal.

$H_{mm}$  = Altura total del muro menor.

$\Phi$  = Ángulo de fricción interna.

$\delta$  = Ángulo de fricción entre relleno y muro.

$\beta$  = Ángulo que forma la superficie del relleno con la horizontal.

$\alpha$  = Ángulo del respaldo del muro con la vertical.

$\theta$  = Ángulo del respaldo del muro con la horizontal.

$K_a$  = Coeficiente de empuje activo del suelo.

$K_o$  = Coeficiente de reposo.

$E_d$  = Presión de tierras laterales activa máxima con sismo.

$K_h$  = Coeficiente sísmico horizontal.

$K_v$  = Coeficiente sísmico vertical.

$K_{ae}$  = Coeficiente de empuje lateral dinámico.

$\Delta EQ$  = Incremento dinámico en muro principal.

$\sigma_{max}$  = Esfuerzo máximo.

$\sigma_{min}$  = Esfuerzo mínimo.

- A = Aceleración sísmica.
- Kp = Coeficiente de empuje pasivo.
- R = Factor de reducción del empuje pasivo.
- Ycg = C. G. del muro y el relleno.
- Yr = C. G. del relleno.
- Pr = Peso del relleno.
- Ym = C. G. del muro.
- Pm = Peso del muro.
- W(r+m) = Peso del muro y relleno.
- Pc = Peso de la cimentación.
- Pmp = Peso del muro principal.
- Pm = Peso del muro menor.
- Pv = Peso de la viga.
- P(1,2) = Peso del muro.
- Pasfalto = Peso del asfalto.
- Prelleno = Peso del relleno.
- EH = Empuje horizontal del suelo.
- DC = Peso propio de los componentes estructurales.
- EQ = Sismo.

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento.

EV = Peso vertical del peso propio del suelo de relleno.

$\Phi S$  = Factor (Resistencia, Servicio y Evento Extremo).

Mr = Momento resistente.

Ma = Momento actuante.

e = Excentricidad.

B = Modulo de Winkler o Coeficiente de balasto.

Ec = Modulo de Elasticidad del acero.

G = Modulo de corte.

B = Longitud de la base.

Kx = Rigidez del Resorte en la dirección "x".

Ky = Rigidez del Resorte en la dirección "y".

Kz = Rigidez del Resorte en la dirección "z".

L = Longitud.

DEAD = Peso propio.

DW = Peso de la losa asfáltica.

EQH = Empuje activo dinámico.

EHo = Empuje de reposo.

EQHP = Empuje pasivo dinámico.

EPHd = Empuje pasivo estático.

MOVIL= Carga viva vehicular.

HL-93M= Tandem de diseño.

HL-93K= Camión de diseño.

EQmuro= Fuerza inercial del muro.

$d''$  = Distancia entre la base y el baricentro de la armadura.

$d$  = Peralte efectivo.

$\phi$  = Factor de resistencia.

$\beta_1$  = Factor para el diagrama de Tensiones.

$P_{max}$  = Cuantía máxima.

$P_b$  = Cuantía balanceada.

$A$  = Área.

$A_g$  = Área bruta de la sección.

$M_{max}$  = Momento máximo.

$b$  = Ancho de la cara comprimida del elemento.

$M_{cr}$  = Momento de figuración.

$b_v$  = Ancho del alma efectiva.

$d_v$  = Altura de corte efectiva.

$s$  = Separación de los estribos.

$\beta$  = Capacidad de hormigón fisurado diagonalmente a transmitir tracción.

$\theta$  = Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal.

$\alpha$  = Ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto a la longitudinal.

$A_v$  = Área de la armadura de corte en una distancia "s"

$V_{(n1,n2)}$  = Resistencia nominal al corte.

$V_c$  = Resistencia nominal al corte del hormigón.

$V_s$  = Resistencia al corte proporcionado por la armadura de corte.

$V_u$  = Esfuerzo de corte mayorado.

$b$  = Base de la viga.

$h$  = Peralte de la viga.

$D$  = Peralte efectivo.

$V_{d.c.}$  = Cortante debido a la carga muerta.

$V_{d.w.}$  = Cortante debido a la carga de asfalto.

$V_{ud}$  = Cortante a la distancia "d" de la cara de apoyo.

## SIGLAS

AASHTO : American Association of State Highways and Transportation Officials. (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte).

LRFD : Load and Resistance factor desing (Diseño por factores de carga y resistencia).

AISC : American Institute of Steel Construction.

ASD : Diseño en base a resistencia admisible.

ASCE : American Society of Civil Engineers. (Asociación Americana de Ingenieros Civiles).

ASTM : Sociedad americana para pruebas y Materiales.

AWS : American Welding Society.

FEA : Finite Element Analysis.

MEF : Metodo de los Elementos Finitos.

FEM : Finite Element Method.

MTC : Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

## GLOSARIO

**Fuerza inercial:** Es la fuerza ficticia que introducimos para hacer válida la ecuación  $F=m.a$ , cuando la aceleración se mide en relación con su sistema de referencia no inercial.

**Diseño:** Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente.

**Elemento:** Elemento discreto o combinación de elementos del puente que requiere una consideración de diseño individual.

**Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos:** Estados límites relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente.

**Estados Límites de Resistencia:** Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.

**Estados Límites de Servicio:** Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.

**Factor de Carga:** Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

**Modelo:** Idealización de una estructura a los fines del análisis.

## RESUMEN

La presente investigación plantea como problema general: ¿Cómo será el diseño estructural del muro de contención arriostrado para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+915-13+945, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash?, el objetivo general es: Evaluar el diseño estructural del muro de contención arriostrado para optimizar el volumen de corte excesivo, y la hipótesis general que debe verificarse es:” La evaluación del diseño estructural del muro de contención arriostrado incidirá para optimizar el volumen de corte excesivo”.

El método general de investigación es el científico, el tipo de investigación es aplicado, de nivel descriptivo – explicativo, de diseño experimental. La población esta conformado por el tramo de la carretera Pallasca – Mollepata, del km 0+000 a km 30+000 y el tipo de muestreo es no aleatorio, la muestra por conveniencia es el km 13+915-13+945 de dicho tramo.

La conclusión fundamental es que, con la evaluación del diseño estructural del muro de contención arriostrado se ha logrado disminuir los cortes excesivos.

**Palabras claves:** Diseño estructural, muro de contención arriostrado, cortes excesivos.

## ABSTRACT

The present investigation poses as a general problem: What will be the structural design of the braced retaining wall to optimize the excessive cutting volume in km 13 + 915-13 + 945, of the Pallasca - Mollepata - Ancash highway, the general objective is: Evaluate the structural design of the braced retaining wall to optimize the excessive cutting volume, and the general hypothesis that should be verified is: "The evaluation of the structural design of the braced retaining wall will influence to optimize the excessive cutting volume".

The general method of research is the scientific, the type of research is applied, descriptive level - explanatory, experimental design. The population is made up of the section of the Pallasca - Mollepata highway, from km 0 + 000 to km 30 + 000 and the type of sampling is non-random, the sample for convenience is km 13 + 915-13 + 945 of said stretch .

The fundamental conclusion is that, with the evaluation of the structural design of the braced retaining wall, excessive cuts have been reduced.

**Keywords:** Structural design, braced retaining wall, excessive cuts.

## INTRODUCCIÓN

La tesis, diseño estructural de muro de contención arriostrado en el Km 13+915 – 13+945, de la Carretera Pallasca – Mollepata – Ancash, se desarrolló con la finalidad de aportar información para el desarrollo y construcción de proyectos similares. En la actualidad nos encontramos frente a la demanda de infraestructura como las carreteras. La tesis contiene especificaciones para el diseño de muros de contención arriostrado, como la norma AASHTO LRFD BRIDGE para el diseño por el método LRFD, especificaciones técnicas del AISC y el manual de diseño de puentes del MTC, de esta manera se hace de aporte valioso a la información del diseño y construcción de este tipo de estructuras especiales en nuestro país.

El propósito principal es determinar criterios de diseño y cálculo estructural de muros de contención arriostrado que contengan el talud del terreno y así poder minimizar los cortes excesivos, para el desarrollo de proyectos similares en nuestro país, y a su vez genere un aporte a reducir la falta de infraestructura en la conectividad entre pueblos en las zonas de mayor dificultad por la diversidad de condiciones encontradas en el interior del país.

El desarrollo de la presente investigación está estructurado en 5 capítulos:

Capítulo I: Trata del planteamiento del problema, formulación y sistematización del problema, justificación, delimitaciones y objetivos.

Capítulo II: Trata del marco teórico donde veremos otros proyectos similares donde se analizaron estructuras de concreto armado, también se revisará las diferentes teorías que nos ayudaran para poder desarrollar la estructura.

Capítulo III: Veremos el método de investigación, la población y las técnicas de análisis de datos.

Capítulo IV: Desarrollaremos el muro de contención arriostrado, así como evaluar las diferentes cargas que actúan sobre ella desde las dimensiones hasta el cálculo de los refuerzos para su correcto funcionamiento.

Capítulo V: En este capítulo se tiene la discusión de los resultados obtenidos del análisis estructural.

Finalmente se tiene las conclusiones, las recomendaciones, las referencias bibliográficas y los anexos.

Bach. Marco Antonio Morán Cárdenas

## **CAPÍTULO I**

### **EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

##### **Diagnóstico**

Actualmente nos encontramos frente a la falta de infraestructura en el país que acompañe este crecimiento que aún se mantiene en cifras positivas, y enfocándonos a la construcción de carreteras que se encuentran conectadas entre sí, que facilite la producción y comercialización entre ciudades, desde la más lejana en donde se desarrollan actividades de agricultura, la pequeña industrialización de algunos productos de estas zonas, como son el descubrimiento de nuevos recursos, y zonas turísticas que atraen visitantes de diversos lugares. En este contexto nos encontramos con obstáculos como la topografía abrupta, que dificulta la construcción de dichas carreteras siendo el muro de contención una alternativa adecuada para dar continuidad sin interrupciones.

A nivel de la región los países vecinos afrontan el mismo problema de infraestructura vial, tal como se puede leer en las siguientes notas.

(Bloomberg).- El déficit de infraestructura en el Perú es igual al 40%-50% del PBI, dijo el ministro de Economía y Finanzas Alonso Segura en un evento del FMI en Washington.

Diario Gestión 17 de abril del 2015 <sup>(1)</sup>.

El primer paso es focalizar la inversión a la infraestructura. El Perú se ubica en el puesto 89 de 140 a nivel mundial en calidad de infraestructura, según el Foro Económico Mundial <sup>(2)</sup> (2015). Invertir en acceso y calidad de agua y desagüe, así como energía eléctrica, reducir los costos del transporte a través de mejores carreteras, puertos y aeropuertos, y potenciar las condiciones de la tecnología para la innovación, nivelaría la cancha de la productividad y la competitividad.

Además, la realidad adversa es un cultivo de conflictos sociales en zonas más desatendidas, menciona Fredy Vargas <sup>(3)</sup>. Este nuevo énfasis de inversión debe disminuir las diferencias entre el sector urbano y rural.

“Si no se reducen los tiempos de transporte y mejoran las condiciones para que los recursos (industriales, mano de obra y tecnología, entre otros) lleguen a todas las zonas del país, ¿cómo se puede lograr empresas competitivas en Perú?”, reflexiona el economista.

La OCDE <sup>(4)</sup> ha identificado que la productividad del Perú se basa en la exportación de materias primas. La poca complejidad productiva del país es un indicador determinante para el crecimiento a largo plazo.

(1) <http://gestion.pe/economia/alonso-segura-cerrar-brecha-infraestructura-peru-llevara-decadas-2129321>

(2) Fundación sin fines de lucro con sede en Ginebra, que reúne a líderes empresariales y políticos.

(3) Investigador adscrito al Centro Latinoamericano de Prospectiva, en temas de Gobierno.

(4) Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico.

Cabe señalar que Perú está muy lejos del estándar de la OCDE en diversidad productiva.

Además, la OCDE señala que el país invierte poco en capital humano y conocimiento (para mejorar la calidad profesional), innovación e infraestructura (con la finalidad de reducir las distancias de movilización y la falta de acceso a servicios básicos). Este cambio debe ir de la mano con reformas institucionales para erradicar la corrupción y marcos normativos uniformes para una democracia efectiva.

Según Vargas, organizar la inversión hacia estos aspectos señalados por la OCDE asegura a largo plazo que los pedidos del peruano sean atendidos (una solución a la inseguridad ciudadana, a la corrupción en las instituciones o a la falta de calidad en la educación).

De esta manera, se resolverá el temor generalizado por la inestabilidad económica y se reforzará la efectividad del Estado para aumentar los presupuestos en los grandes sectores que requieren mayor inversión.

Fuente Gestión, 02 de marzo del 2016 <sup>(5)</sup>.

(5) <http://gestion.pe/economia/infraestructura-peru-base-desarrollo-largo-plazo-2155608>

## **ARGENTINA**

Con motivo del día de la seguridad vial mundial, el Instituto de Seguridad Vial del Colegio de Abogados de Rosario, Argentina, se reunió para manifestarse sobre algunos temas que hacen a la seguridad vial. Igualmente, el Instituto aprovechó el encuentro para acordar la colaboración con otros Institutos como el de Estudios Regionales, que también está trabajando sobre la materia.

Los profesionales reunidos, analizaron en este nuevo marco político nacional y provincial, en Argentina, como se está resolviendo la problemática vial, las propuestas de los gobiernos anunciadas y el futuro de la misma. A este respecto los profesionales, se manifestaron conformes con el anuncio del parte del Gobierno Nacional sobre la inclusión dentro de los proyectos de reconstrucción y reparación de la infraestructura vial nacional, a la autovía Rosario – Rufino sobre la ruta nacional 33.

Fuente, dieciocho ruedas del 11 de junio del 2016 <sup>(6)</sup>.

## **REPÚBLICA DOMINICANA**

La realidad descrita hasta ahora prueba que República Dominicana ha sufrido una transformación en su red vial en las últimas dos décadas. Estos avances son tomados en cuenta por organizaciones como el Foro Económico Mundial (WEF, por sus siglas en inglés) a través de su Índice de Competitividad Global, el cual evalúa la infraestructura de cada país y la red vial es uno de los indicadores medidos.

(6) <http://dieciochoruedas.blogspot.pe/search?q=INFRAESTRUCTURA+VIAL>

En el Índice 2015, en el caso específico de las carreteras, la República Dominicana ocupa el puesto 53 a nivel global, subiendo desde el puesto 62 que ocupó en las dos últimas ediciones del estudio. En esta medición, aparece solo después de El Salvador y supera al resto de países incluidos en el Tratado de Libre Comercio con Estados Unidos (DR-CAFTA). - Read more at: <http://scl.io/lalDFkJD#gs.dl5cWmE>

Fuente, Forbes del 02 de octubre del 2016 <sup>(7)</sup>.

## **1.2 FORMULACIÓN Y SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.1 PROBLEMA GENERAL**

¿Cómo será el diseño estructural del muro de contención arriostrado para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+915-13+945, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash?

### **1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

- a) ¿Cómo influye las propiedades físicas y mecánicas del suelo en el diseño estructural del muro de contención arriostrado?
- b) ¿Cuál es el límite de fluencia del acero en el diseño estructural del muro de contención arriostrado?
- c) ¿Cuál es el coeficiente sísmico en el diseño estructural del muro de contención arriostrado?

(7) <http://www.forbes.com.mx/infraestructura-vial-crucial-para-republica-dominicana/#gs.dl5cWmE>

## **1.3 JUSTIFICACIÓN**

### **1.3.1 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA O SOCIAL**

La presente investigación constituirá un aporte para el diseño y construcción de muros arriostrados para evitar los cortes excesivos que afectan en el diseño de la carretera y así poder solucionar problemas que afectan a la sociedad

### **1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA**

La información recopilada y procesada servirá de sustento para esta y otras investigaciones similares, ya que enriquecerá el marco teórico y/o cuerpo de conocimientos que existe sobre el tema en mención, pudiendo aplicarse en diferentes escenarios.

## **1.4 DELIMITACIONES**

### **1.4.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL**

La investigación está delimitada espacialmente para el:

Departamento	: Ancash
Provincia	: Pallasca
Distrito	: Mollepata
Carretera	: Pallasca – Mollepata (Longitud 30 Km.)



**Imagen 1.1:** Vista en planta del tramo de la carretera

#### **1.4.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL**

Esta investigación se desarrolló en el año 2018.

#### **1.5 OBJETIVOS**

##### **1.5.1 OBJETIVO GENERAL**

Evaluar el diseño estructural del muro de contención arriostrado para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+915-13+945, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash.

##### **1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- a) Determinar cómo influye las propiedades físicas y mecánicas del suelo en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.
- b) Calcular el límite de fluencia del acero en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.
- c) Establecer el coeficiente sísmico en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 ANTECEDENTES

##### PERÚ

El diseño de muros de contención requiere el conocimiento de parámetros geotécnicos, tales como el ángulo de fricción interna " $\varphi$ ", peso específico " $\gamma$ ", cohesión " $c$ ", etc., de los suelos de fundación y de relleno, para poder dimensionar el muro requerido.

La obtención de parámetros geotécnicos proviene de ensayos en campo, ensayos de laboratorio y/o estimaciones. La naturaleza de los procesos de obtención de los parámetros requeridos hace que no se cuenten con valores exactos ni únicos de los parámetros previamente mencionados, es decir, los valores de los parámetros poseen variabilidad, la que depende de las condiciones, tipos de ensayos y/o estimaciones realizadas.

Generalmente, en el diseño de muros de contención, se realiza un diseño determinístico, el cual considera "valores promedio" o "valores más desfavorables". Este enfoque no toma en cuenta la incidencia que tiene el grado de variabilidad de los parámetros en el diseño final y no permite evaluar adecuadamente el diseño de acuerdo a la importancia que el muro de contención tenga.

Sin embargo, si se realiza el diseño teniendo en cuenta la variabilidad de los parámetros, se obtendrán como resultados valores probabilísticos, los cuales

estarán directamente influenciados por la variabilidad de dichos parámetros. Este tipo de resultado permite tomar decisiones en base a probabilidades de excedencia de acuerdo a la importancia del muro de contención <sup>(8)</sup>.

## **COLOMBIA**

La caída de rocas es uno de los peores riesgos naturales que prevalecen en las regiones montañosas en este país. Un efecto importante después de la pérdida de vidas humanas son los daños que sufren las carreteras pavimentadas debido al impacto de los bloques de gran tamaño, en las cuales se deteriora el pavimento causando severos problemas de tráfico y en muchos casos taponamientos en las vías que comunican a las grandes urbes o pueblos importantes generando pérdidas económicas graves.

Los túneles falsos son estructuras que se han diseñado con el fin de proteger las vías contra el impacto de rocas funcionando como techos protectores, su propósito es absorber la energía del impacto de la roca por medio de la utilización de un colchón amortiguador en el cual se diseña basado en ciertos parámetros que relacionan las fuerzas de impacto con el espesor de la capa <sup>(9)</sup>.

(8) Tesis, Pontificia Universidad Católica del Perú, Análisis de la Influencia de la Variabilidad de los Parámetros Geotécnicos en el Diseño Geotécnico de muros de contención, Utilizando el Método Monte Carlo, 2013, Rubén Vargas.

(9) Tesis, Universidad Industrial de Santander, Diseño y Construcción de Túneles falsos para el control de caídas de roca, 2005, Autor Albert Reyes y Mauricio Alfredo.

## CHILE

El propósito es dar una solución a los problemas de estabilidad de taludes, presentes en el sector de La Aguada, comuna de Corral, región de Los Ríos.

En la zona señalada se pueden apreciar gran cantidad de taludes en riesgo de falla, algunos naturales y otros provocados por la intervención de los habitantes del sector, representando un riesgo inminente para dicha población y para la conectividad del lugar ya que dicha remoción también podría afectar e inhabilitar algunos caminos existentes.

La solución a los problemas de estabilidad de taludes del sector de la Aguada, se dio mediante obras de contención de tierras, muros de contención.

El propósito de una estructura de contención es resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y transmitir esas fuerzas a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse <sup>(10)</sup>.

(10) Tesis, Universidad Austral de Chile, Diseño de Muros de Contención sector la Aguada comuna de Corral, 2009, Susana Martínez.

## 2.2 MARCO CONCEPTUAL

### 2.2.1 DISEÑO ESTÁTICO

#### 2.2.1.1 TEORÍA DE COULOMB

La presión activa de la tierra está dada por la siguiente fórmula:

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a - 2c_{ef} \cdot K_{ac}$$

$\sigma_z$ : Tensión geo-estática vertical

$c_{ef}$ : Cohesión efectiva del suelo

$K_a$ : Coeficiente de la Presión activa de la tierra

$K_{ac}$ : Coeficiente de la Presión activa de la tierra a cohesión

El coeficiente de la Presión activa de la tierra  $K_a$  está dado por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

El coeficiente de la Presión activa de la tierra debido a la cohesión  $K_{ac}$  está dado:

por:  $\alpha < \pi/4$

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\delta + \alpha)}$$

$$K_{ahc} = \frac{\cos \varphi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot (1 + \operatorname{tg}(-\alpha) \operatorname{tg} \beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)}$$

por:  $\alpha \geq \pi/4$

$$K_{\alpha} = \sqrt{K_a}$$

Donde:

$\Phi$ : Ángulo de fricción interno del suelo

$\delta$ : Ángulo de fricción de la estructura – suelo

$\beta$ : Inclinación de la pendiente

$\alpha$ : Inclinación de la cara posterior de la estructura

Componentes verticales y horizontales de la Presión activa de la tierra se convierten en:

$$\sigma_{\alpha\alpha} = \sigma_a \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$\sigma_{\alpha z} = \sigma_a \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

Donde:

$\sigma_a$ : Presión activa de la tierra

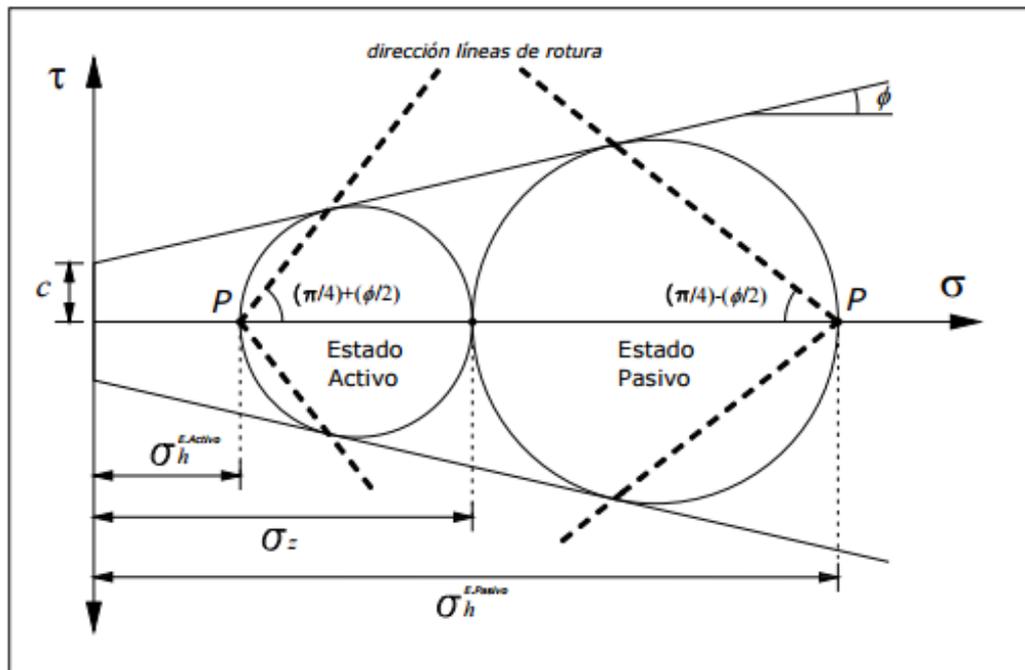
$\delta$ : Ángulo de fricción de la estructura- suelo

$\alpha$ : Inclinación de la cara posterior de la estructura

### **2.2.1.2 TEORÍA DE RANKINE**

Este método obtiene los empujes del terreno partiendo de un estado de equilibrio en rotura en el que la estructura de contención no produce ninguna perturbación.

En una masa de terreno en estado de Rankine todos sus puntos están en situación de rotura (plastificados), es decir, que en cada punto el círculo de Mohr correspondiente a su estado tensional es tangente a la línea de resistencia. (Figura 2.1).



**Figura 2.1:** Representación de los estados activo y pasivo de Rankine en un punto de un terreno con superficie libre horizontal con tensión vertical  $\sigma_z$ .

En estas condiciones, con terreno homogéneo en estado de Rankine, sin acciones exteriores y con superficie libre horizontal (sin variación de tensiones verticales en los puntos de cualquier plano paralelo a la superficie), la tensión horizontal resulta:

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (\text{estado activo})$$

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (\text{estado pasivo})$$

Y en suelos no cohesivos ( $c=0$ ):

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z K_a \text{ (estado activo)}$$

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z K_p \text{ (estado pasivo)}$$

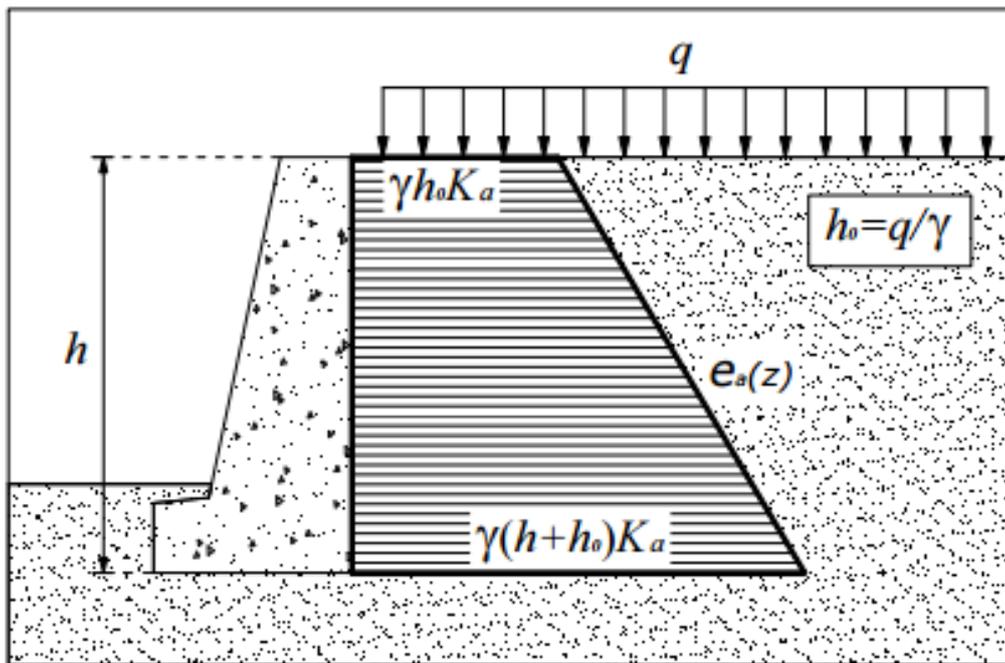
Mediante este procedimiento se puede obtener las leyes de empuje (también en el caso de superficie del terreno, que actúan sobre la estructura, con trasdós inclinada y con trasdós no vertical, obteniendo los empujes sobre éste último a través de los círculos de Mohr correspondientes), pero aun siendo más teórico que el método de Coulomb, es también más difícil de aplicar con geometrías mínimamente complejas (trasdós quebrado, superficies del terreno en el trasdós no planas, cargas arbitrarias sobre éste último) y no es mucho más preciso. Es por ello que el método de Rankine se suele usar cuando es fácil de utilizar y, en particular, con superficie del terreno horizontal ( $\beta=0$ ), muro con trasdós vertical ( $\alpha=0$ ), y  $\delta=0$ , mediante las expresiones anteriormente indicadas. Si las superficies libres no son horizontales estas expresiones se complican (con  $c \neq 0$  las líneas de rotura no resultan rectas). En lo que se denominará método americano, los muros se pueden aproximar al caso con superficie del terreno horizontal ( $\beta=0$ ), muro con trasdós vertical ( $\alpha=0$ ), y  $\delta=0$  y usar las expresiones indicadas.

Sin cohesión se tiene pues:

$$e_a(z) = \gamma z \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z K_a \rightarrow E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a$$

Si se aplica una sobrecarga uniforme de valor  $q$ , se puede substituir la altura  $h$  por  $h + h_0$ , siendo  $h_0$  la altura de tierras que produciría  $q$  (sobrecarga reducida de tierras; Figura 2.2), o utilizarse directamente el valor de  $q$ .

$$(e_a(z) = (q + \gamma z) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = (q + \gamma z) K_a)$$

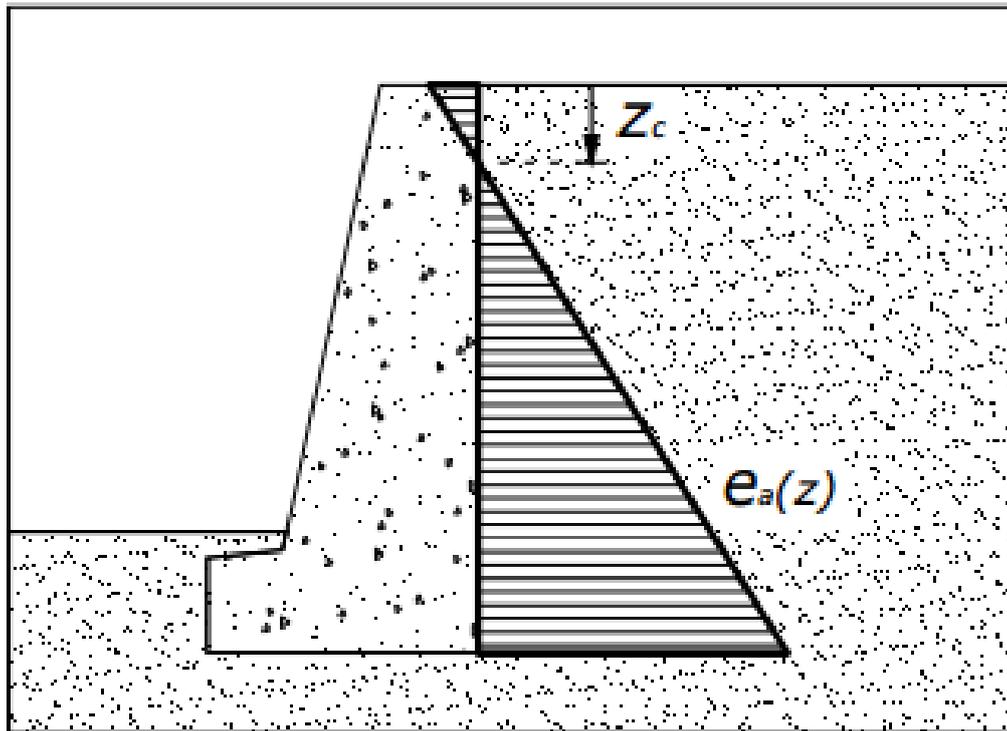


**Figura 2.2:** Sobrecarga reducida de tierras.

Con cohesión, los empujes pueden resultar negativos cerca de la superficie (Figura 2.3)

La ley de empujes (sin cargas exteriores) es la siguiente:

$$e_a(z) = \gamma z \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \rightarrow E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a - 2ch \sqrt{K_a}$$



**Figura 2.3:** Aparición de empujes negativos (grietas) debidos a la cohesión.

En esta última expresión (empuje total) está también integrada la parte con empujes negativos, lo cual no es correcto, como se comenta a continuación. Considerando nulas las sobrecargas, el terreno puede estar traccionado con la consecuente aparición de fisuras hasta una profundidad  $z_c$  de valor:

$$z_c = \frac{2c \tan\left(\frac{\pi - \phi'}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)}{\gamma \tan^2\left(\frac{\pi - \phi'}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)} = \frac{2c\sqrt{K_a}}{\gamma K_a} = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{K_p} = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Que cambia si hay acciones exteriores (la ley se va hacia la derecha). Estos empujes negativos, que significarían que el terreno tira del muro para estabilizarlo (son favorables a la estabilidad), no se producen en realidad, sino que el terreno se separa. En consecuencia, debe anularse esta parte

negativa, aunque teniendo en cuenta que las acciones en superficie trasladan la ley de empujes hacia valores positivos, por lo que los valores negativos (si se producen) sólo se deben anular en la configuración final de empujes. Para el cálculo de la ley de empujes en esta situación se supondrá inexistentes los valores negativos en la parte superior del trasdós, integrando a partir de la profundidad en que empiezan las compresiones debidas al peso y cargas exteriores, es decir, considerando el empuje resultante según:

$$E_a = \int_{z_c}^h e(z) dz$$

Como se ha indicado, los valores negativos deben anularse una vez se ha tenido en cuenta los sobreempujes debidos a otras acciones (por ejemplo, las cargas en superficie del trasdós). Con sobrecarga uniforme, en el caso de existir cohesión, el procedimiento es análogo al ya planteado con el caso sin cohesión:

$$e_a(z) = (q + \gamma z) K_a - 2c\sqrt{K_a} \rightarrow E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a + qhK_a - 2ch\sqrt{K_a}$$

$$z_c = \frac{1}{\gamma} (2c\sqrt{K_p} - q)$$

## 2.2.2 DISEÑO DINÁMICO

### 2.2.2.1 ANÁLISIS MONONOBE – OKABE

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo-estructura. Para ello, algunos

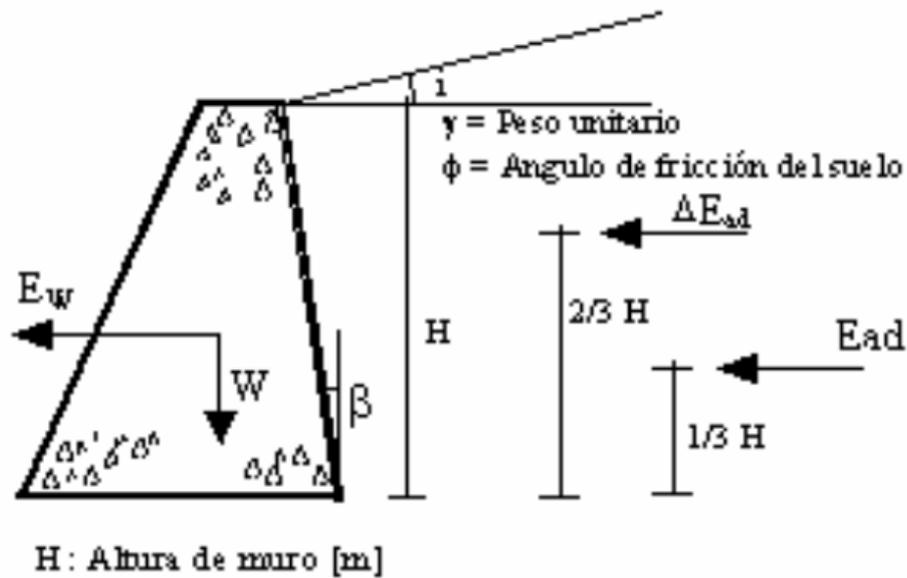
autores han adoptado hipótesis simplificativas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables.

Con estas limitaciones Okabe (1926) y luego Mononobe (1929), formularon una teoría sobre el comportamiento de una cuña que se desliza sobre un plano de falla actuando sobre un muro de contención (Coulomb, 1776). La formulación consiste en introducir fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante con una serie de hipótesis (Tabla 2.1) a través de coeficientes sísmico horizontal y vertical, representativo del terremoto, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

Este método pseudo-estático consiste en determinar el empuje activo dinámico (Kad), planteando el problema como se muestra (Figura 2.4).

<b>Característica</b>	<b>Hipótesis</b>
Desplazamiento del estribo	1/1000 a 5/1000 de la altura en la parte superior
Tipo de suelo	Granular, no saturado
Cuña de suelo	Comportamiento rígido-plástico. Sólido rígido. Aceleraciones inducidas uniformes.
Superficie de falla	La superficie de falla del suelo de relleno es plana y pasa por el pie del muro.
Efectos de borde	El muro es lo suficientemente largo para considerar despreciables los efectos de borde.
Aceleración	Uniforme en toda la cuña deslizante.

**Tabla 2.1:** Hipótesis simplificativas de Mononobe y Okabe.



**Figura 2.4:** Análisis de Mononobe y Okabe.

El empuje activo dinámico ( $E_{ad}$ ) responde a la expresión;

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

Donde “ $\gamma$ ” es el peso unitario del suelo de relleno, “ $H$ ” la altura de muro de contención, “ $K_v$ ” el coeficiente sísmico vertical y “ $K_{ad}$ ” el coeficiente de empuje activo dinámico.

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

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

Donde “ $\Phi$ ” es el ángulo de fricción interna, “ $\delta$ ” es el ángulo de fricción entre muro y suelo, “ $i$ ” es el ángulo de inclinación del relleno, “ $\beta$ ” es el ángulo de inclinación del paramento interior del estribo y “ $\theta$ ” se obtiene como:

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

## 2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

### **Flexión**

Flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. El término "alargado" se aplica cuando una dimensión es dominante frente a las otras. Un caso típico son las vigas, las que están diseñadas para trabajar, principalmente, por flexión. Igualmente, el concepto de flexión se extiende a elementos estructurales superficiales como placas o láminas.

### **Cortante**

Esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma mecánico como por ejemplo una viga o un pilar. Se designa variadamente como T, V o Q.

### **Flexocompresión**

La mayor parte de los elementos estructurales sometidos a compresión también están solicitados por momentos flectores, por lo que en su diseño debe tomarse en consideración la presencia simultánea de los dos tipos de acciones.

En zonas sísmicas, como las existentes en nuestro país, el efecto flexionante usualmente domina el diseño con relación a las sollicitaciones axiales por lo que, a pesar de que los momentos por cargas gravitacionales sean importantes, se suelen escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos.

### **Fatiga**

Proceso donde se sucede un daño acumulativo manifestado por la propagación de grietas, sin embargo la propagación de grietas no es posible sin la presencia de deformaciones plásticas en el extremo de la grieta.

### **Carril**

Franja longitudinal en que puede estar dividida la calzada, delimitada o no por marcas viales longitudinales, y con anchura suficiente para la circulación de una fila de automóviles que no sean motocicletas.

### **Talud**

Término que se utiliza para designar a la acumulación de fragmentos de roca partida en la base de paredes de roca, acantilados de montañas, o cuencas de valles. Estos depósitos típicamente poseen una forma cóncava hacia arriba, mientras que la máxima inclinación de tales depósitos corresponde al ángulo de reposo correspondiente al tamaño promedio de las rocas que lo componen.

## **AASHTO**

La Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO) es un cuerpo de normas que publica especificaciones, las pruebas de ajuste protocolos y directrices que se utilizan en la carretera de diseño y construcción en todo el Estados Unidos. A pesar de su nombre, la asociación representa no sólo las carreteras, pero el aire, ferrocarril, el agua y el transporte público también.

### **Resistencia I**

De acuerdo al factor de carga y combinación de carga se tiene el factor de Resistencia I.

Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

### **Evento Extremo I**

De acuerdo al factor de carga y combinación de carga se tiene el factor de Evento Extremo I.

Combinación de cargas que incluye sismo.

### **Servicio I**

De acuerdo al factor de carga y combinación de carga se tiene el factor de Servicio I.

Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de carga también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

## **2.4 HIPÓTESIS**

### **2.4.1 HIPÓTESIS GENERAL**

La evaluación del diseño estructural del muro de contención arriostrado incidirá para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+915-13+945, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash.

### **2.4.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS**

- a) Las propiedades físicas y mecánicas del suelo influyen para evaluar los asentamientos del muro de contención arriostrado.
- b) El límite de fluencia del acero influye en la determinación de la deformación elástica a tener en cuenta en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.
- c) El coeficiente sísmico influye en el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal del muro de contención arriostrado.

## 2.5 VARIABLES

- Variable independiente (X):  
MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO
- Variable dependiente (Y):  
VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO

### 2.5.1 DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LA VARIABLE

- MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO

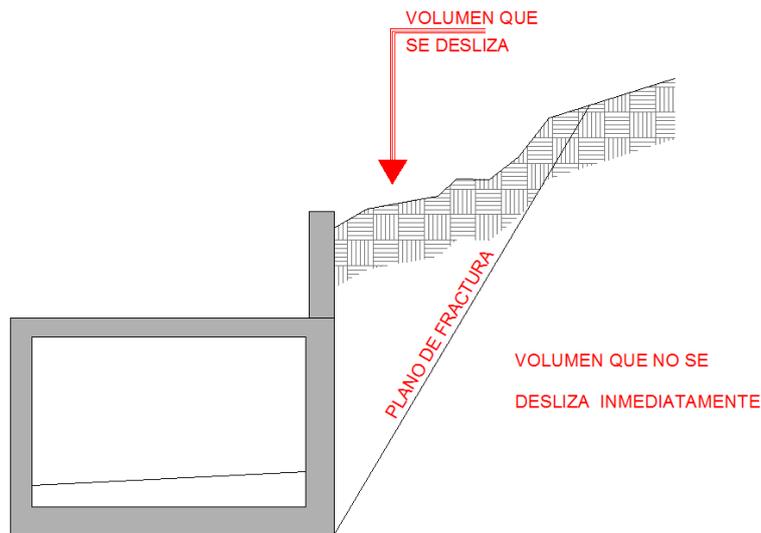
Se denomina muro de contención a un tipo estructura de contención rígida, destinada a contener algún material, generalmente tierras.

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía.

El muro de contención arriostrado es un elemento estructural dispuesto para mantener el empuje lateral de un material a granel cuyo plano de fractura corta el cruce entre el muro y la plantilla.

Se designa como **Empuje de Tierras** a la fuerza lateral que ejercen los materiales almacenados a granel.

Si se quita la pared lateral que detiene a un material a granel, inmediatamente se desliza una parte de dicho material cuyo volumen queda comprendido entre el parámetro interior del retén y una grieta que se define como **Plano de Fractura**.



**Figura 2.5:** Representación gráfica del plano de fractura y volumen que se desliza (Ver análisis).

➤ **VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO**

Se entiende por volumen de corte a la cantidad total de terreno que se movilizara a la hora de construir una carretera, una edificación u otro tipo de estructura, pudiéndose desarrollar de forma manual o mecánica.

**2.5.2 DEFINICIÓN OPERACIONAL DE LA VARIABLE**

Tipo de variable	Nombre de la variable	Indicadores
<b>Variable Independiente</b>	<b>MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Propiedades físicas y mecánicas.</li> <li>✓ límite de fluencia del acero.</li> <li>✓ El coeficiente sísmico.</li> </ul>
<b>Variable Dependiente</b>	<b>VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Longitud de corte</li> <li>✓ Altura de corte</li> </ul>

### 2.5.3 OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE

HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIÓN	INDICADORES
La evaluación del diseño estructural del muro de contención arriostrado incidirá para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+915-13+945, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash.	X: Muro de contención arriostrado	Propiedades físicas y mecánicas. Límite de fluencia del acero El coeficiente sísmico.	Kg/cm <sup>2</sup> mm. TM
	Y: Volumen de corte excesivo	Longitud de corte. Altura de corte. Volumen de material	m <sup>3</sup>
a) Las propiedades físicas y mecánicas del suelo influyen para evaluar los asentamientos del muro de contención arriostrado.	Propiedades físicas y mecánicas del suelo	Capacidad portante	Kg/cm <sup>2</sup>
	Volumen de corte excesivo	Volumen de material	m <sup>3</sup>
b) El límite de fluencia del acero influye en la determinación de la deformación elástica a tener en cuenta en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.	fluencia del acero	Deformación elástica	mm
	Volumen de corte excesivo	Volumen de material	m <sup>3</sup>
c) El coeficiente sísmico influye en el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal del muro de contención arriostrado.	Coeficiente sísmico	Cargas horizontales	TM
	Volumen de corte excesivo	Volumen de material	m <sup>3</sup>

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **3.1 MÉTODO CON QUE SE RESUELVE EL PROBLEMA**

##### **3.1.1 MÉTODO DE INVESTIGACIÓN**

En la investigación se utilizó el método científico basado en la observación, análisis y síntesis del área de operación.

##### **3.1.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN**

El tipo de investigación es aplicado, porque aplica los conocimientos teóricos en la solución de problemas reales.

##### **3.1.3 NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

El nivel de investigación es descriptivo - explicativo por el hecho de que su finalidad es describir un fenómeno con la finalidad de explicar las causas que originan el problema, para la contratación de las hipótesis (causales y explicativas).

##### **3.1.4 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

El diseño de la investigación es experimental, debido a que el investigador debe manipular las variables a través de ensayos y pruebas en laboratorio.

La fase de la investigación cuasi experimental describe las condiciones de la mecánica de suelos para establecer la correlación que existe entre las variables

M  $\longrightarrow$  O

Donde:

M = muestra a observarse.

O = Observación de la variable independiente.

O = Observación de la variable dependiente.

### **3.1.5 POBLACIÓN Y MUESTRA**

#### **3.1.5.1 POBLACIÓN**

La población está conformada por el tramo de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash, en una longitud de 30 Km.

#### **3.1.5.2 MUESTRA**

El tipo de muestreo es no aleatorio o dirigido. La muestra está conformada entre las progresivas 13+915 al 13+945, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash.

#### **3.1.6 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

En el desarrollo de la investigación se consideró las referencias bibliográficas de diferentes autores, para evaluar la información recolectada de campo, se realizaron pruebas en laboratorio, y para el procesamiento se tomaron los datos en orden de acuerdo a su prioridad de tal manera que permita analizar y sintetizar de forma rápida y ordenada.

#### **3.1.7 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN**

Para el proceso de información se emplearon diferentes programas y equipos tales como:

1. Word para la elaboración del informe.
2. Ensayos en laboratorio de suelos.
3. Excel para cuadros comparativos y estadísticos.
4. SAP 2000 para el desarrollo de los cálculos.

### **3.1.8 TÉCNICAS Y ANÁLISIS DE DATOS**

Para el análisis de los datos se procederá a realizar el análisis de las propiedades físicas y mecánicas del suelo para determinar la capacidad portante, seguidamente se diseñará el talud considerando la fluencia del acero considerando el coeficiente sísmico, todo esto se modelará utilizando el software SAP 2000 para evaluar las diferentes cargas que actúan sobre la estructura.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS

#### 4.1 DESCRIPCIÓN

Para el proyecto de Pallasca se ha diseñado muros de contención arriostrados, una de ellas es el TIPO B, que se caracteriza por presentar relleno a la mitad de la altura del muro derecho, para nuestro caso se llama muro menor.

#### 4.2 MATERIALES

$F'_c$ :	280.0Kg/cm <sup>2</sup>
$F_y$ :	4200.0Kg/cm <sup>2</sup>
Densidad del con.( $\gamma_c$ ):	2400.0Kg/m <sup>3</sup>
Densidad del material de relleno ( $\gamma_{rell}$ ):	1857.0Kg/m <sup>3</sup>
Esfuerzo admisible del Suelo ( $\sigma_s$ )	5.6Kg/cm <sup>2</sup>
Peso Especifico del asfalto:	2250.0Kg/m <sup>3</sup>
Espesor del asfalto:	0.07 m
Muro	con relleno en muro menor

#### 4.3 DIMENSIONES DEL MURO

##### Ancho del Muro:

Ancho de calzada típica:	7.20 m
Sobreancho:	1.70 m
Ancho Final ( $a_f$ ):	8.90 m

##### Altura del Muro:

Altura de relleno:	1.00 m
altura de gálibo:	7.00 m
Altura Final de Muro ( $h_f$ ):	8.00 m

**Espesor de muro principal ( $e_{mp}$ ):** 1.30 m

**Espesor de muro menor ( $e_m$ ):** 0.80 m

**Ancho de viga ( $e_v$ ):** 0.30 m

**Peralte de viga ( $p_v$ ):** 0.90 m

**Espesor de cimentación ( $e_c$ ):** 1.00 m

**Muro Escalonado:**

$h_1$ :	2.50 m
$e_1$ :	1.00 m
$h_2$ :	2.50 m
$e_2$ :	1.00 m

**Altura de Muro principal:**

Altura total de Muro principal ( $H_{mp}$ ): 14.90 m

**Altura de Muro menor:**

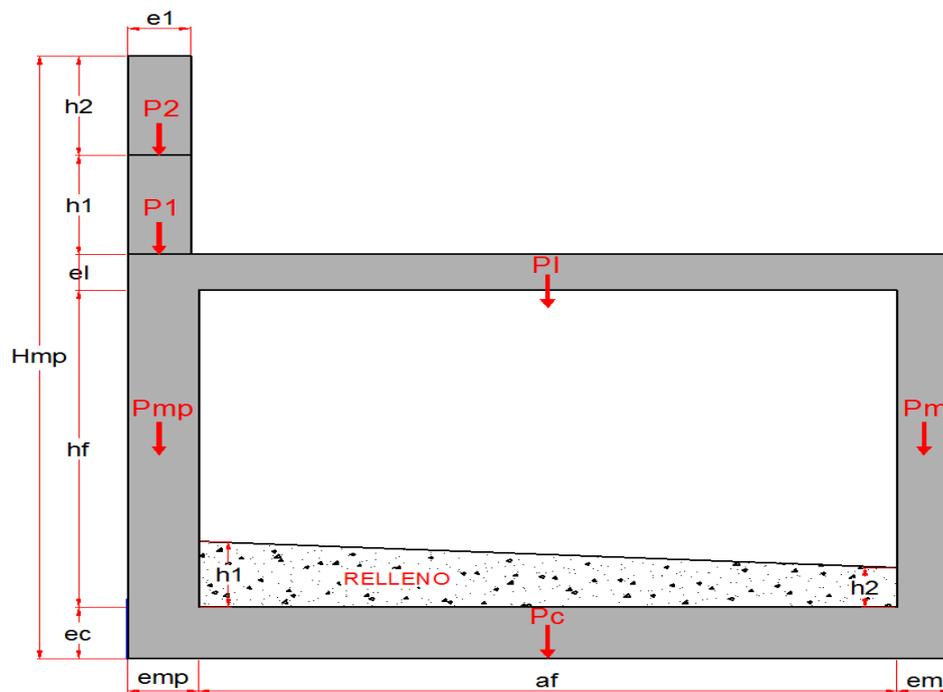
Altura total de Muro menor ( $H_{mm}$ ): 9.90 m

**Relleno encima de la losa de cimentación**

$h_1$ :	1.00 m
$h_2$ :	2.00 m
$H_{pro}$ :	1.50 m

**Ancho de diseño:**

1.00 m



**Figura 4.1:** Sección del Predimensionamiento.

## 4.4 CÁLCULOS PREVIOS

### 4.4.1 CÁLCULO DEL COEFICIENTE ACTIVO ESTÁTICO - MURO

#### PRINCIPAL

Ángulo de fricción interna ( $\varphi$ ):	28.20°
Ángulo de fricción entre relleno y muro ( $\delta$ ):	15.25°
Ángulo que forma la superficie del relleno con la horizontal ( $\beta$ ):	0°
Ángulo del respaldo del muro con la vertical ( $\alpha$ ):	0°
Ángulo del respaldo del muro con la horizontal ( $\theta$ ):	90

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_r)}{\Gamma [\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]}$$

donde:

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_r + \delta) \sin(\phi'_r - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$\Gamma$ :	2.50
Ka:	0.322
Presion en la base =	8.47
<b>Empuje Activo =</b>	<b>61.84 t</b>
<b>Componente Horizontal =</b>	<b>59.66 t</b>
<b>Componente Vertical =</b>	<b>16.26 t</b>

### 4.4.2 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE REPOSO - MURO MENOR

Angulo de fricción interna ( $\varphi$ ):	28.20°
---	--------

$$k_o = 1 - \text{sen } \phi_f$$

Ko: 0.473

Cálculo de Presion de Reposo 4.210 t/m2

#### 4.4.3 CÁLCULO DEL COEFICIENTE ACTIVO DINÁMICO - MURO PRINCIPAL

**Presión de tierras lateral activa máxima con sismo:**

$$E_d = 0.50 \times Y_{rel} \times H \times m_p^2 \times (1 - K_v) \times K_{ae}$$

**Coefficiente de empuje lateral dinámico de tierras:**

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \vartheta + \delta) \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \vartheta - \beta)}{\cos(\alpha + \delta + \vartheta) \times \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2}$$

Donde:

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right)$$

kh: Coeficiente Sísmico horizontal.

Kv: Coeficiente Sísmico vertical

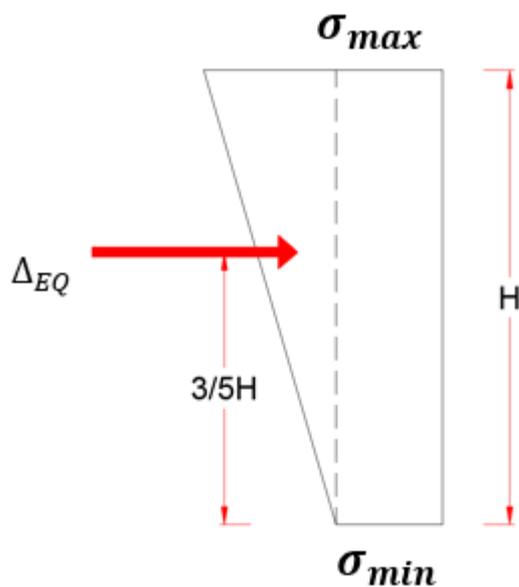
Utilizaremos la aceleración sísmica de acuerdo a la zona de estudio para calcular los coeficientes sísmicos:

A:	0.27g
kh=0.5xA:	0.135g
Kv=0.5xkh:	0.068g
ϑ:	8.2°
	0.883
	0.908
	0.506
<b>K<sub>ae</sub>:</b>	<b>0.429</b>

	Empuje dinámico activo-muro principal= Ed:	79.961	tn
$\Delta_{EQ} =$	<b>Incremento Dinámico en Muro Principal :</b>	20.302	tn

presion dinamica  
10.733 t/m2

Incremento (presion)  
2.262 t/m2



$$\left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}\right) \cdot (H) \cdot \left(\frac{3}{5}H\right) = (\sigma_{min}) \cdot (H) \cdot \left(\frac{H}{2}\right) + (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot \left(\frac{H}{2}\right) \cdot \left(\frac{2}{3}H\right) \dots (I)$$

$$\left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}\right) \cdot (H) = \Delta_{EQ} \dots (II)$$

De (I):  $\sigma_{max} = 4\sigma_{min}$

Reemplazando en (II):

$$\sigma_{min} = \frac{2 \cdot \Delta_{EQ}}{5H} = 0.061 \text{ t/m}^2$$

**EQH1**

$$\sigma_{max} = \frac{8 \cdot \Delta_{EQ}}{5H} = 0.243 \text{ t/m}^2$$

**EQH2**

#### 4.4.4 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PASIVO DINÁMICO – MURO MENOR

Presión de tierras lateral activa máxima con sismo:

$$E_d = 0.50 \times Y_{rell} \times H_{mm}^2 \times (1 - K_v) \times K_{ae}$$

Coeficiente de empuje lateral dinámico de tierras:

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

Donde:

kh: Coeficiente Sísmico horizontal.

Kv: Coeficiente Sísmico vertical

Utilizaremos la aceleración sísmica de acuerdo a la zona de estudio para calcular los coeficientes sísmicos:

A:	<b>0.27g</b>
kh=0.5xA:	0.135g
Kv=0.5xkh:	0.068g
ϑ:	8.2°
	0.883
	0.908
	0.289
K <sub>ae</sub> :	<b>1.924</b>

Empuje dinámico pasivo-muro menor= Ed: 39.57Tn

**EQHP**

#### 4.4.5 CÁLCULO DEL COEFICIENTE PASIVO ESTÁTICO - MURO MENOR

Angulo de fricción interna ( $\phi$ ):	28.20°
Angulo de fricción entre relleno y muro ( $\delta$ ):	15.25°
$\delta/f$ :	0.54
Angulo del respaldo del muro con la horizontal ( $\theta$ ):	90°

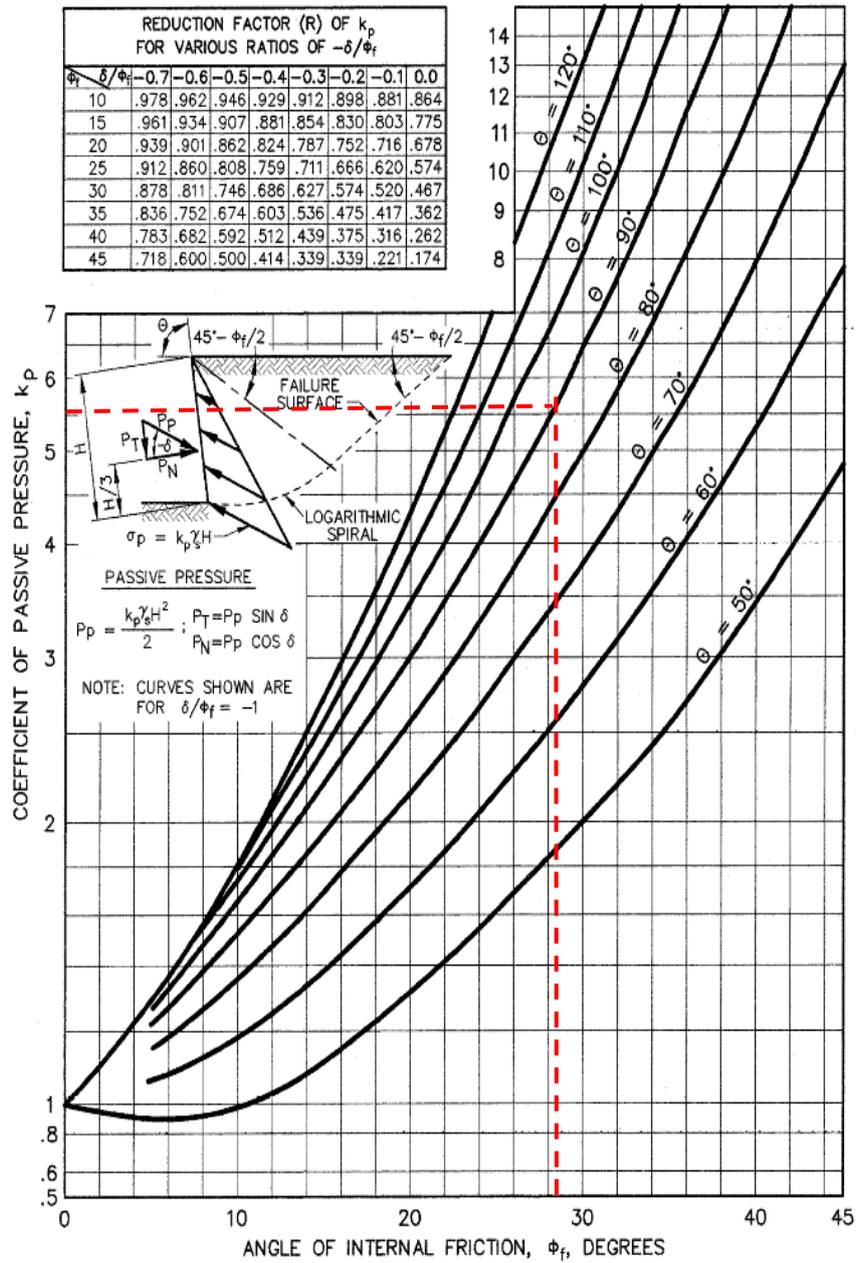
Del grafico empuje pasivo $K_p$ :	5.50
Factor de reduccion del empuje pasivo "R":	0.80

Coefficiente de empuje pasivo reducido :

$K_p$ :	<b>4.40</b>
Presion en la base de muro menor =	39.20 t/m <sup>2</sup>

Empuje pasivo en muro menor :	97.03Tn
<b>EPHd</b>	
<b>Incremento Dinamico en Muro Menor :</b>	0.00
<b>Componente Horizontal</b>	<b>0.00 t</b>
<b>Componente Vertical</b>	<b>0.00 t</b>

REDUCTION FACTOR (R) OF $k_p$ FOR VARIOUS RATIOS OF $-\delta/\phi_f$										
$\phi_f$	$\delta/\phi_f = -0.7$	$-0.6$	$-0.5$	$-0.4$	$-0.3$	$-0.2$	$-0.1$	$0.0$		
10	.978	.962	.946	.929	.912	.898	.881	.864		
15	.961	.934	.907	.881	.854	.830	.803	.775		
20	.939	.901	.862	.824	.787	.752	.716	.678		
25	.912	.860	.808	.759	.711	.666	.620	.574		
30	.878	.811	.746	.686	.627	.574	.520	.467		
35	.836	.752	.674	.603	.536	.475	.417	.362		
40	.783	.682	.592	.512	.439	.375	.316	.262		
45	.718	.600	.500	.414	.339	.271	.221	.174		



**Tabla 4.1:** Monograma para el cálculo del factor de reducción del empuje pasivo.

### 1.4.6 CALCULO DE LA FUERZA INERCIAL DEL MURO

$$y_{cg} = \frac{y_r \cdot p_r + y_m \cdot p_m}{p_r + p_m}$$

$$EQ_{muro} = k_h \cdot w_{(r+m)}$$

Calculo del centroide	Peso	Ycg	Momento
Muro	89.02	<b>5.80 t</b>	516.33
Relleno	25.43	1.75	44.51
	114.45		560.84
Centroide		Ycg	<b>4.90 m</b>
Kh=		0.135g	
Fuerza inercial EQmuro=		<b>15.45</b>	Ton

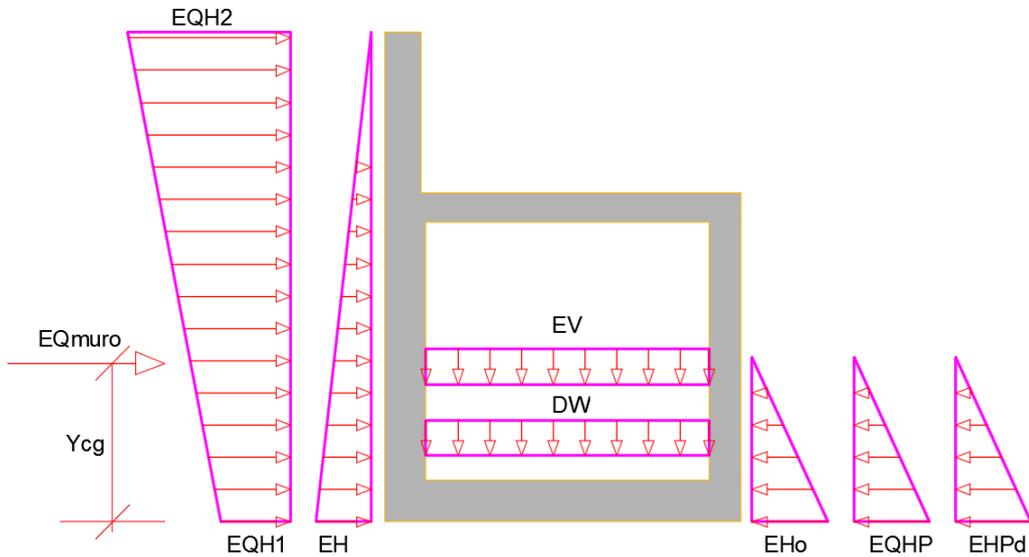


Figura 4.2: Presiones que actúan sobre el Muro Arriostrado.

<b>EH= 8.47 t/m2</b>	<b>EHo= 4.21 t/m2</b>
<b>EQH1= 0.06 t/m2</b>	<b>EQHP= 39.20 t/m2</b>
<b>EQH2= 0.24 t/m2</b>	<b>EPHd= 0</b>
<b>EQmuro= 15.45 tn</b>	<b>DW= 0.16 t/m2</b>
	<b>EV= 2.70 t/m2</b>

## 4.5 CÁLCULO DE LAS FUERZAS ESTABILIZADORAS Y DESESTABILIZADORAS

### 4.5.1 FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES Y DESESTABILIZADORES

#### 4.5.1.1 FUERZAS DESESTABILIZADORAS

Descripción	qc(Ton/m3)	Fm (Ton)	Ym (m)	Mm (Ton-m)
Muro Principal-Estático (Ka)	1.80	<b>59.66</b>	4.97	296.305
Muro Principal- $\Delta EQ=Ed-EH$ (incremento por sismo):	1.80	<b>20.30</b>	7.45	151.25
Fuerza inercial (muro total)	-	<b>15.45</b>	4.90	75.71
				<b>523.27</b>

**Tabla 4.2:** Fuerzas Desestabilizadoras.

#### 4.5.1.2 FUERZAS ESTABILIZADORAS

Descripción	Yc(Ton/m3)	Fm (Ton)	Xm (m)	Mm (Ton-m)
Pc	2.40	21.36	5.25	112.14
Pmp	2.40	30.89	10.35	319.69
Pm	2.40	19.01	0.40	7.60
Pv	2.40	5.77	5.25	30.28
P1	2.40	6.00	10.20	61.20
P2	2.40	6.00	10.20	61.20
P asfalto	2.25	1.40	5.25	7.36
P relleno	1.8	24.03	5.25	126.16
Muro Menor-Estático Reposo (Ko)	1.8	10.42	1.65	17.19
$\Delta EQ=Ed-EH$ (incremento por sismo):	1.8	0.00	2.48	0.00
Empuje Pasivo Muro Menor (kp)	1.80	97.03	1.65	160.10

**Tabla 4.3:** Fuerzas Estabilizadoras.

## 4.5.2 FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES Y DESESTABILIZADORES MAYORADAS

### 4.5.2.1 FACTORES DE CARGA

Combinaciones	Factores de Carga				
	DC	EH	EQ	DW	EV
Resistencia I	1.25	1.50	0.00	1.50	1.35
Servicio I	1.00	1.00	0.00	0.65	1.00
E. extremo I	1.25	1.50	1.00	1.50	1.35

**Tabla 4.4:** Factores de Carga.

## 4.5.2.2 FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORES DESESTABILIZADORAS MAYORADAS

### a) FUERZAS

Descripción	Resistencia I (Ton/m)	Servicio (Ton/m)	Evento Ext. I (Ton/m)
Muro Principal-Estático (Ka)	89.49	59.66	89.49
Muro Principal- $\Delta EQ=Ed-EH$ (Incremento dinámico activo):	0.00	0.00	20.30
Fuerza inercial (muro total)	0.00	0.00	15.45
Total:	89.49	59.66	125.24

**Tabla 4.5:** Fuerzas Mayoradas.

### b) MOMENTOS

Descripción	Resistencia I (Ton-m)	Servicio (Ton-m)	Evento Ext. I (Ton-m)
Muro Principal-Estático (Ka)	444.46	296.31	444.46
Muro Principal- $\Delta EQ=Ed-EH$ (Incremento dinámico activo):	0.00	0.00	151.25
Fuerza inercial (muro total)	0.00	0.00	75.71
Total:	444.46	296.31	671.42

**Tabla 4.6:** Momentos Mayorados.

### 4.5.2.3 FUERZAS Y MOMENTOS ESTABILIZADORAS MAYORADAS

#### a) FUERZAS

Descripción	Resistencia I (Ton/m)	Servicio (Ton/m)	Evento Ext. I (Ton/m)
Pc	26.70	21.36	26.70
Pmp	38.61	30.89	38.61
Pm	23.76	19.01	23.76
Pv	7.21	5.77	7.21
P1	7.50	6.00	7.50
P2	7.50	6.00	7.50
P asfalto	2.10	0.91	2.10
P relleno	32.44	24.03	32.44
Muro Menor-Estático Reposo (Ko)	0.00	10.42	0.00
$\Delta EQ=Ed-EH$ (Incremento dinámico pasivo):	0.00	0.00	0.00
Muro Menor-Estático Pasivo (Kp)	130.99	0.00	97.03
Total:	209.18	71.53	175.22

**Tabla 4.7:** Fuerzas Estabilizadoras Mayoradas.

#### b) MOMENTOS

Descripción	Resistencia I (Ton-m)	Servicio (Ton-m)	Evento Ext. I (Ton-m)
Pc	140.18	112.14	140.18
Pmp	399.61	319.69	399.61
Pm	9.50	7.60	9.50
Pv	37.85	30.28	37.85
P1	76.50	61.20	76.50
P2	76.50	61.20	76.50
P asfalto	11.04	4.78	11.04
P relleno	32.44	126.16	170.31
Muro Menor-Estático Reposo (Ko)	0.00	17.19	0.00
$\Delta EQ=Ed-EH$ (Incremento dinámico pasivo):	0.00	0.00	0.00
Muro Menor-Estático Pasivo (Kp)	160.10	0.00	160.10
Total:	943.72	740.25	1081.59

**Tabla 4.8:** Momentos Estabilizadoras Mayoradas.

## 4.6 VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

### 4.6.1 VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO

$$\% = \frac{(\phi_s Fr - Hl)}{\phi_s Fr} * 100\%$$

	$\phi_s$
Resistencia	0.8
Servicio	1
Evento Ext.	1

$$u = 0.54$$

$$Fr = u \cdot N + F$$

	Fr	$\Phi_s$	Fr $\Phi_s$	Hl	Verificación	
Resistencia I	209.18	0.8	167.34	89.49	46.52%	<b>ok!</b>
Servicio I	71.53	1	71.53	59.66	16.59%	<b>ok!</b>
Evento Extremo I	175.22	1	175.22	125.24	28.52%	<b>ok!</b>

**Tabla 4.9:** Verificación por Deslizamiento.

#### 4.6.2 VERIFICACIÓN POR VOLTEO

$$\% = \frac{(\phi_s M_r - M_a)}{\phi_s M_r} * 100\%$$

	Mr	$\Phi_s$	Mr $\Phi_s$	Ma	Verificación	
Resistencia I	943.72	0.8	754.97	444.46	41.13%	<b>ok!</b>
Servicio I	740.25	1	740.25	296.31	59.97%	<b>ok!</b>
Evento Extremo I	1081.59	1	1081.59	671.42	37.92%	<b>ok!</b>

**Tabla 4.10:** Verificación por Volteo.

#### 4.6.3 VERIFICACIÓN POR EXCENTRICIDAD

$$\% = \frac{(e_{m\acute{a}x} - e)}{e_{m\acute{a}x}} * 100\%$$

	Vr	Mr	Ma	Xo=(Mr-Ma)/Vr	e=B/2-Xo	emáx=B/4	Verificación
Resistencia I	145.82	943.72	444.46	3.42	2.08	2.75	<b>ok!</b>
Servicio I	113.96	740.25	296.31	3.90	1.60	2.75	<b>ok!</b>
Evento Extremo I	145.82	1081.59	671.42	2.81	2.69	2.75	<b>ok!</b>

**Tabla 4.11:** Verificación por Excentricidad.

#### 4.6.4 VERIFICACIÓN POR PRESIONES

	Excentricidad	Excentricidad Max:B/6	Presión Max(Ton/m <sup>2</sup> )	Presión Min(Ton/m <sup>2</sup> )	Presión rectangular(Ton /m <sup>2</sup> )	$\Phi \cdot \sigma_{ult}$ (Ton/m <sup>2</sup> )	Verificación
Resistencia I	2.08	1.83	28.27	-1.76	21.30	75.60	<b>ok!</b>
Servicio I	1.60	1.83	19.43	1.29	14.63	56.00	<b>ok!</b>
Evento Extremo I	2.69	1.83	32.69	-6.17	25.92	75.60	<b>ok!</b>

**Tabla 4.12:** Verificación por Presiones.

#### 4.7 CUADRO RESUMEN DE PREDIMENSIONAMIENTO

Descripción	Dimensiones
<b>Altura de Muro Principal:</b>	<b>14.90 m</b>
<b>Altura de Muro principal por encima de la viga:</b>	<b>5.00 m</b>
<b>Espesor de Muro Principal:</b>	<b>1.30 m</b>
<b>Altura de Muro Menor:</b>	<b>9.90 m</b>
<b>Espesor de Muro Menor:</b>	<b>0.80 m</b>
<b>Peralte de Viga:</b>	<b>0.90 m</b>
<b>Ancho de Viga:</b>	<b>0.30 m</b>
<b>Espero de Losa de Cimentación:</b>	<b>1.00 m</b>
<b>Ancho interno del muro especial:</b>	<b>8.90 m</b>

**Tabla 4.13:** Resumen de predimensionamiento.

## 4.8 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL TIPO B

### 4.8.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Datos de entrada

#### MATERIALES

CONCRETO $f_c$	28.00 Mpa	280.00 Kg/cm <sup>2</sup>
$E_c$ =	26752.50 Mpa	267525 Kg/cm <sup>2</sup>
$G$ =	8917.50 Mpa	89175 Kg/cm <sup>2</sup>
ACERO $f_y$	420.00 Mpa	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
PESO DE CONCRETO	24.00 Kn/m <sup>3</sup>	2400.00 Kg/m <sup>3</sup>

#### GEOMETRICOS

ESPESOR MURO PRINCIPAL ( <b>bmp</b> )	1300 mm.	1.30 mts.
ESPESOR MURO MENOR ( <b>bmm</b> )	800 mm.	0.80 mts.
ALTURA LIBRE MURO MENOR ( <b>H1</b> )	8000 mm.	8.00 mts.
ESPESOR LOSA DE CIMENTACION ( <b>Hlc</b> )	1000 mm.	1.00 mts.
LONGITUD LIBRE LOSA DE CIMENTACION	8900 mm.	8.90 mts.
ANCHO VIGA SUPERIOR	300 mm.	0.30 mts.
PERALTE VIGA SUPERIOR ( <b>Hv</b> )	900 mm.	0.90 mts.
LONGITUD LIBRE VIGA SUPERIOR	8900 mm.	8.90 mts.
ALTURA TOTAL DE ESTRUCTURA	14900 mm.	14.90 mts.
ALTURA LIBRE MURO M1	5000 mm.	5.00 mts.
ESPESOR MURO M1	1000 mm.	1.00 mts.

### 4.8.2 CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO

#### DETERMINACION DE LA RIGIDEZ DEL SUELO (ELEMENTOS SPRING)

FRICCION INTERNA( $\phi$ )	28.2°	28.2°
ESFUERZO ADMISIBLE DEL TERRENO	0.56 Mpa	5.60 Kg/cm <sup>2</sup>
COEF. DE BALASTO O MODULO DE WINKLER $B$ =	80000.00 Kn/m <sup>3</sup>	8.00 Kg/cm <sup>3</sup>

#### COEFICIENTE K EN LOS JOIN INTERIORES

BALASTRO	8.00 Kg/cm <sup>3</sup>
$\phi$ =	28.2°
$B$ =	100.00 cm.
$L$ =	100 cm.
Area=	10000.00 cm <sup>2</sup>
$k_z$ =	80,000.00 Kg/cm
$K_x$ =	37,804.06 Kg/cm
$K_y$ =	37,804.06 Kg/cm

**COEFICIENTE K EN LOS JOIN EXTERIORES**

**BALASTRO** 8.00 Kg/cm<sup>3</sup>

∅= 28.2°

B= 50.0 cm.

L= 100 cm.

Area= 5000 cm<sup>2</sup>

kz= 40,000.00 Kg/cm

Kx= 18,902.03 Kg/cm

Ky= 18,902.03 Kg/cm

Modulo de Reaccion del Suelo					
<i>Datos para SAFE</i>					
Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )		Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )		Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

**Tabla 4.14:** Módulos de reacción del suelo

## 4.8.3 ENTRADA DE DATOS SAP 2000 V19 (MODELO)

### 4.8.3.1 ENTRADA DE MATERIALES

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: Fc=280 Kg/cm2 ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 2.400E-03

Mass per Unit Volume: 2.447E-06

**Units**

Units: Kgf, cm, C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 272799.57

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 113666.49

**Other Properties for Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 280.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

### 4.8.3.2 ENTRADA DE ELEMENTOS FRAME DE LA ESTRUCTURA

#### Muro Principal

Rectangular Section

**Section Name** MURO PRINCIPAL

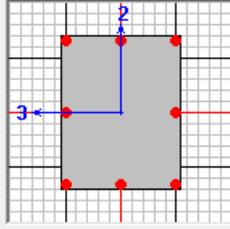
Section Notes

Properties  Property Modifiers  Material + Fc=280 Kg/cm2

Dimensions

Depth (t3) 130.

Width (t2) 100.



Display Color 

#### Muro Menor

Rectangular Section

**Section Name** MURO MENOR

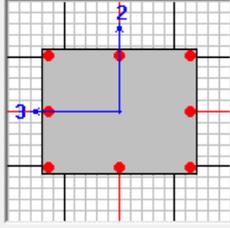
Section Notes

Properties  Property Modifiers  Material + Fc=280 Kg/cm2

Dimensions

Depth (t3) 80.

Width (t2) 100.



Display Color 

## Losa de Cimentación

Rectangular Section

**Section Name** LOSA DE CIMENTACION

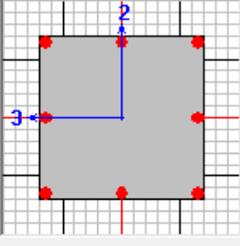
Section Notes

Properties  Property Modifiers  Material + Fc=280 Kg/cm2

Dimensions

Depth (t3) 100.

Width (t2) 100.



Display Color 

## Viga Superior

Rectangular Section

**Section Name** VIGA SUPERIOR

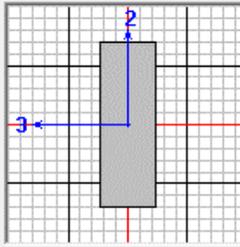
Section Notes

Properties  Property Modifiers  Material + Fc=280 Kg/cm2

Dimensions

Depth (t3) 90.

Width (t2) 30.



Display Color 

# Muro Superior

Rectangular Section

**Section Name**

Section Notes

Properties

Property Modifiers

Material

Dimensions

Depth (t3)

Width (t2)

Display Color

The grid visualization shows a gray rectangular section on a grid. A vertical blue dimension line labeled '2' indicates the depth, and a horizontal blue dimension line labeled '3' indicates the width. A red crosshair is visible at the bottom-right corner of the section.

### 4.8.3.3 ENTRADA SAP DE ELEMENTOS SPRING

Elementos Spring Join Interior

**Joint Springs**

Spring Direction

Coordinate System: GLOBAL

Spring Stiffness

Translation Global X: 37804.06

Translation Global Y: 37804.06

Translation Global Z: 80000

Rotation about Global X: 0.

Rotation about Global Y: 0.

Rotation about Global Z: 0.

Options

Add to Existing Springs

Replace Existing Springs

Delete Existing Springs

Advanced...

OK Cancel

## Elementos Spring Join Exterior

Joint Springs

Spring Direction

Coordinate System GLOBAL

Spring Stiffness

Translation Global X 18902.03

Translation Global Y 18902.03

Translation Global Z 40000

Rotation about Global X 0.

Rotation about Global Y 0.

Rotation about Global Z 0.

Options

Add to Existing Springs

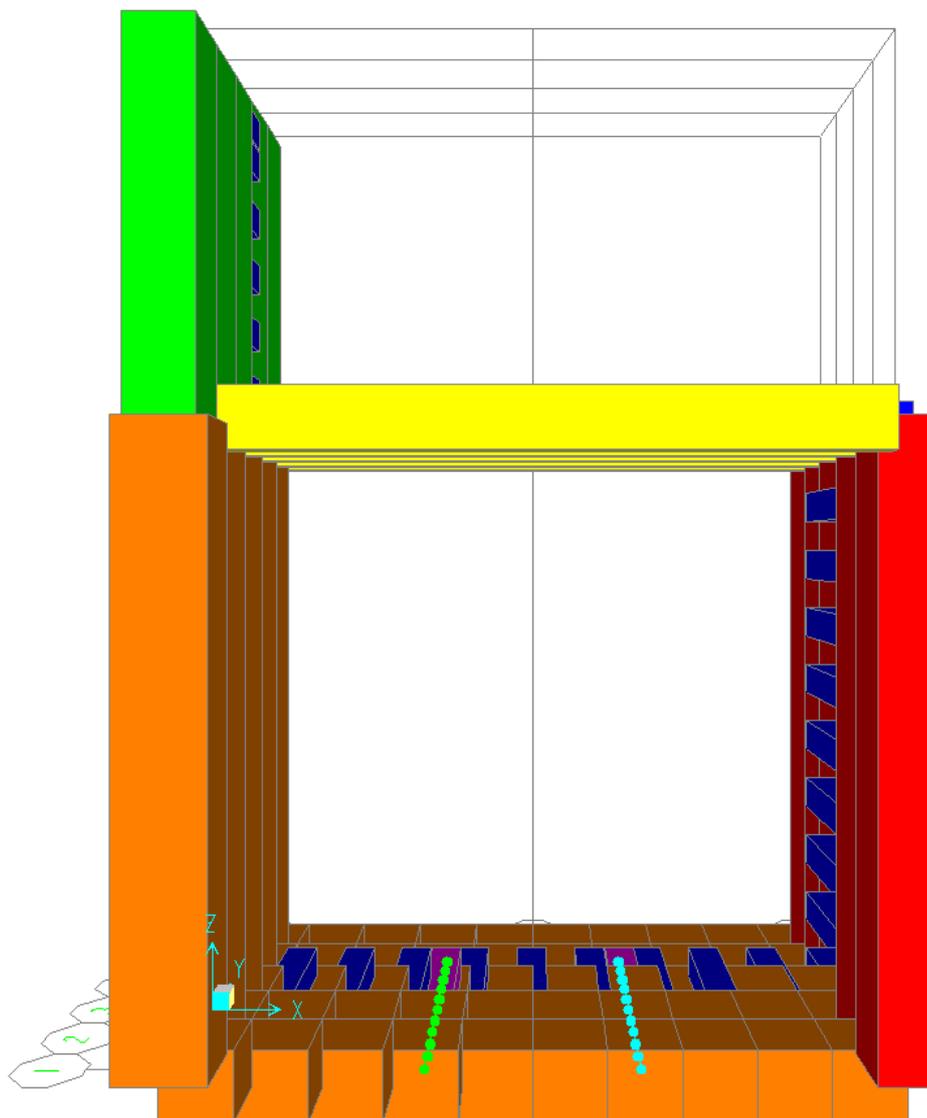
Replace Existing Springs

Delete Existing Springs

Advanced...

OK Cancel

#### 4.8.3.4 ENTRADA DE PATH



**Figura 4.3:** Entrada de PATH al modelo.

#### **4.8.4 EVALUACIÓN DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA**

##### **4.8.4.1 DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA**

**DEAD** : Peso propio evaluado por SAP 2000

**DW** : Peso de Losa Asfáltica con  $P_e=2,250 \text{ kg/m}^3$

**EV** : Peso de material de Relleno, Capa y Sub-capa sobre losa inferior de la estructura.

**EH** : Empuje Activo Estático (Muro Principal)

**EQH** : Empuje Activo Dinámico (Muro Principal)

**EHo** : Empuje de Reposo (Muro Menor)

**EQHP** : Empuje Pasivo Dinámico (Muro Menor)

**EPHd** : Empuje Pasivo Estático (Muro Menor)

**MOVIL** : Carga viva vehicular que incluye el impacto y cuya magnitud corresponde al camión de diseño HL-93 y sus subsistemas correspondientes según AASTHO LRFD.

**EQ muro** : Fuerza Inercial del Muro (Muro Principal)

## 4.8.4.2 EVALUACIÓN DE ENTRADA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

### Sobrecarga Vehicular HL-93

	DISPOSICION LONGITUDINAL	DISPOSICION TRANSVERSAL
CAMION DE DISEÑO		
TANDEM DE DISEÑO		
CARGA POR CARRIL		

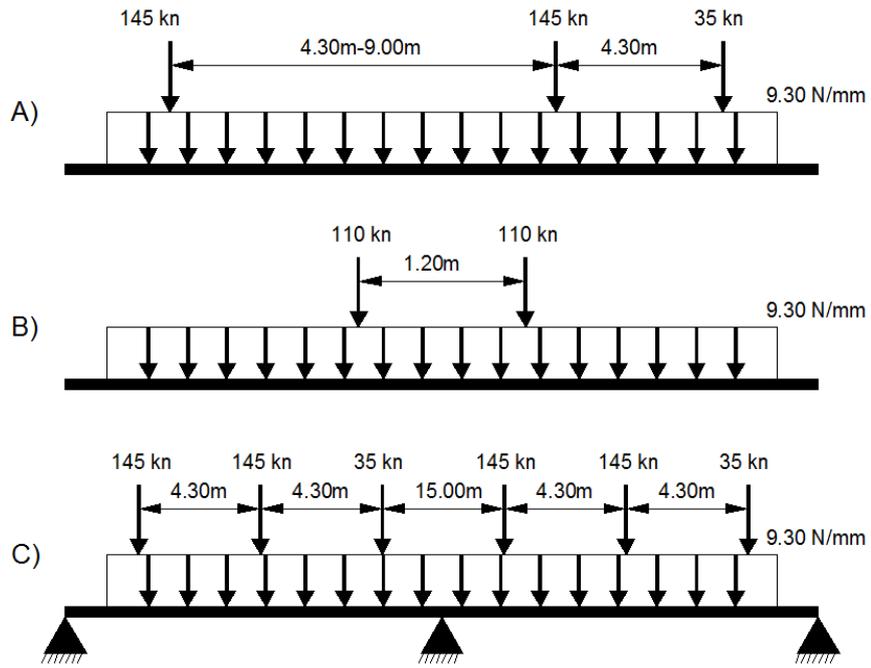
**Figura 4.4:** Sobrecarga HL-93.

Consideraciones sobre carga HL-93

Sobrecarga Vehicular HL-93 para AASHTO LRFD:

Se ha considerado la sobrecarga vehicular HL-93 (AASHTO-LRFD) tal como lo menciona la norma.

- El camión de diseño + sobrecarga vehicular.
- El tándem de diseño + sobrecarga vehicular.
- La carga especial de diseño para momentos máximos negativos (considerar el 90 % del camión de diseño, separado como mínimo 15 metros entre dos camiones continuos).



**Figura 4.5:** Distribución de cargas HL-93.

Combinación de carga viva	Camión de diseño	Camión tandem de diseño	Camiones de diseño separados 15m	Línea de diseño
a	1.00			1.00
b		1.00		1.00
c			0.90	0.90

Adaptado de "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996).

**Tabla 4.15:** Factores de carga viva.

Coeficiente de impacto  $I=0.33$

# Entrada SAP 2000 de sobrecarga vehicular HL-93

**General Vehicle Data**

Vehicle name: HL-93M-1      Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.3048  
 Lane Interior Edge: 0.6096

**Length Effects**

Axle: None      Modify/Show...  
 Uniform: None      Modify/Show...

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	147.9034	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	147.9034	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		9.3401	Fixed Width	3.048	147.9034	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048			

Add    Insert    Modify    Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only      Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK    Cancel

**General Vehicle Data**

Vehicle name: HL-93K-1      Units: KN, m, C

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge: 0.3048  
 Lane Interior Edge: 0.6096

**Length Effects**

Axle: None      Modify/Show...  
 Uniform: None      Modify/Show...

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	47.3291	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	47.3291	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		9.3401	Fixed Width	3.048	189.3163	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	9.3401	Fixed Width	3.048	189.3163	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048			

Add    Insert    Modify    Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only      Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK    Cancel

### General Vehicle Data

Vehicle name:  Units:

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>
For Other Responses	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

**Usage**

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

**Min Dist Allowed From Axle Load**

Lane Exterior Edge:   
Lane Interior Edge:

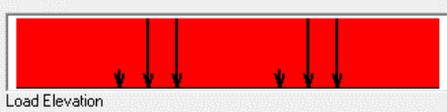
**Length Effects**

Axle:    
Uniform:

**Loads**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	42.5962	Fixed Width Line	3.048
Leading Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	42.5962	Fixed Width Line	3.048
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	8.4061	Fixed Width	3.048	42.5962	Fixed Width Line	3.048
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048
Trailing Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	170.3847	Fixed Width Line	3.048

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only    Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

### Vehicle Class Data

Vehicle Class Name:

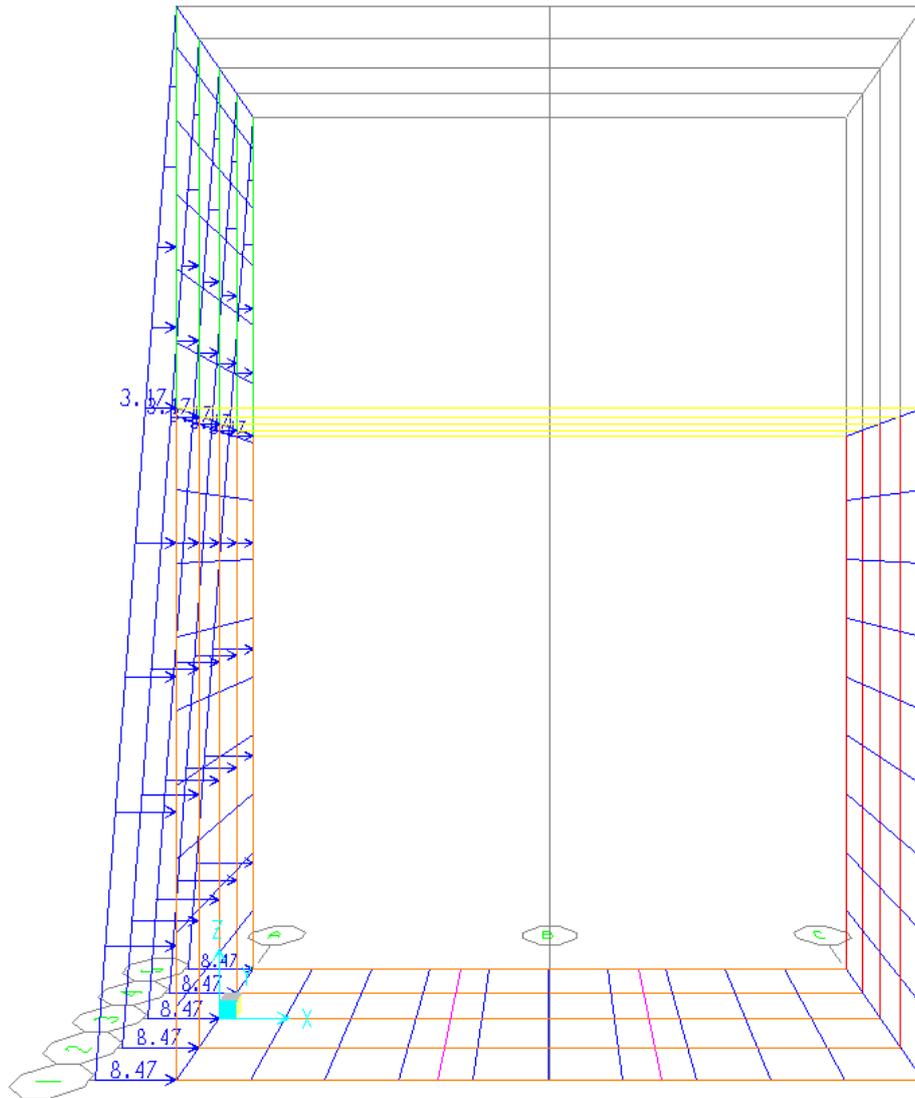
**Define Vehicle Class**

Vehicle Name	Scale Factor
HL-93K-1	<input type="text" value="1."/>
HL-93K-1	<input type="text" value="1."/>
HL-93M-1	<input type="text" value="1."/>
HL-93S-1	<input type="text" value="1."/>

#### 4.8.4.4 ENTRADA DE LAS PRESIONES LATERALES DE TIERRAS (KN/M)

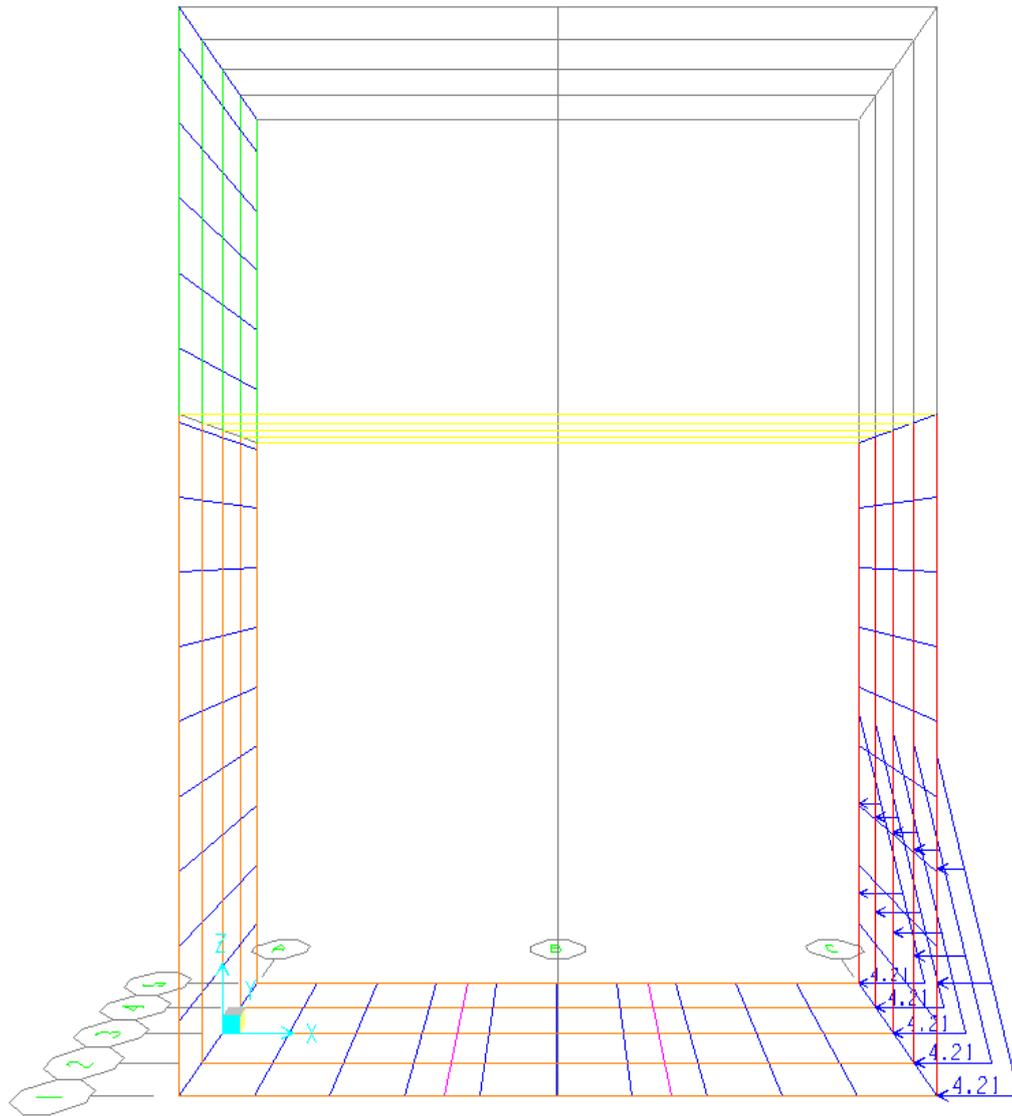
Entrada de presión lateral de tierra estática (ton/m<sup>2</sup>).

EH. - PRESIÓN ACTIVA ESTÁTICA MURO PRINCIPAL (ton/m<sup>2</sup>)



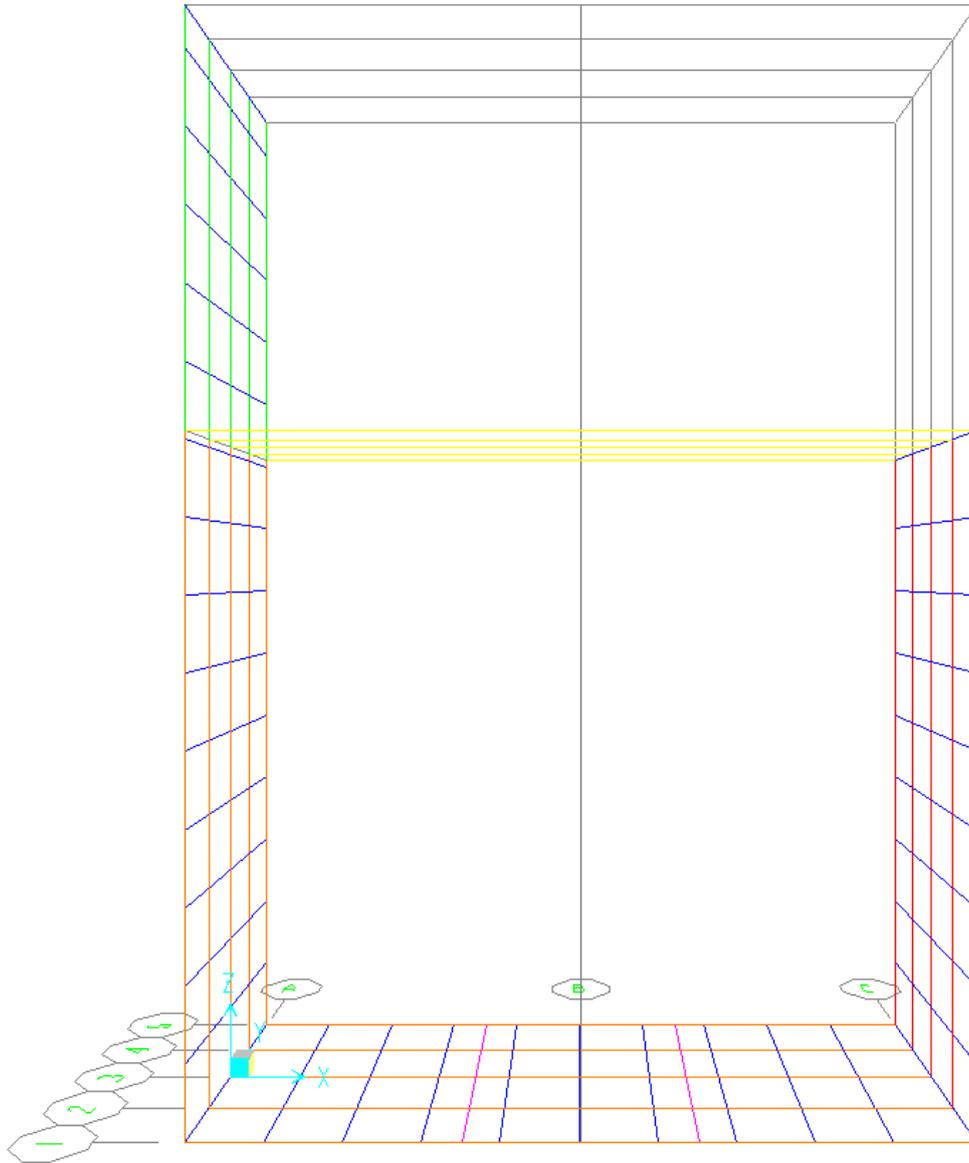
**Figura 4.6:** Presión activa estática muro principal.

EHo. - PRESIÓN DE REPOSO MURO MENOR (ton/m<sup>2</sup>)



**Figura 4.7:** Presión de reposo muro menor.

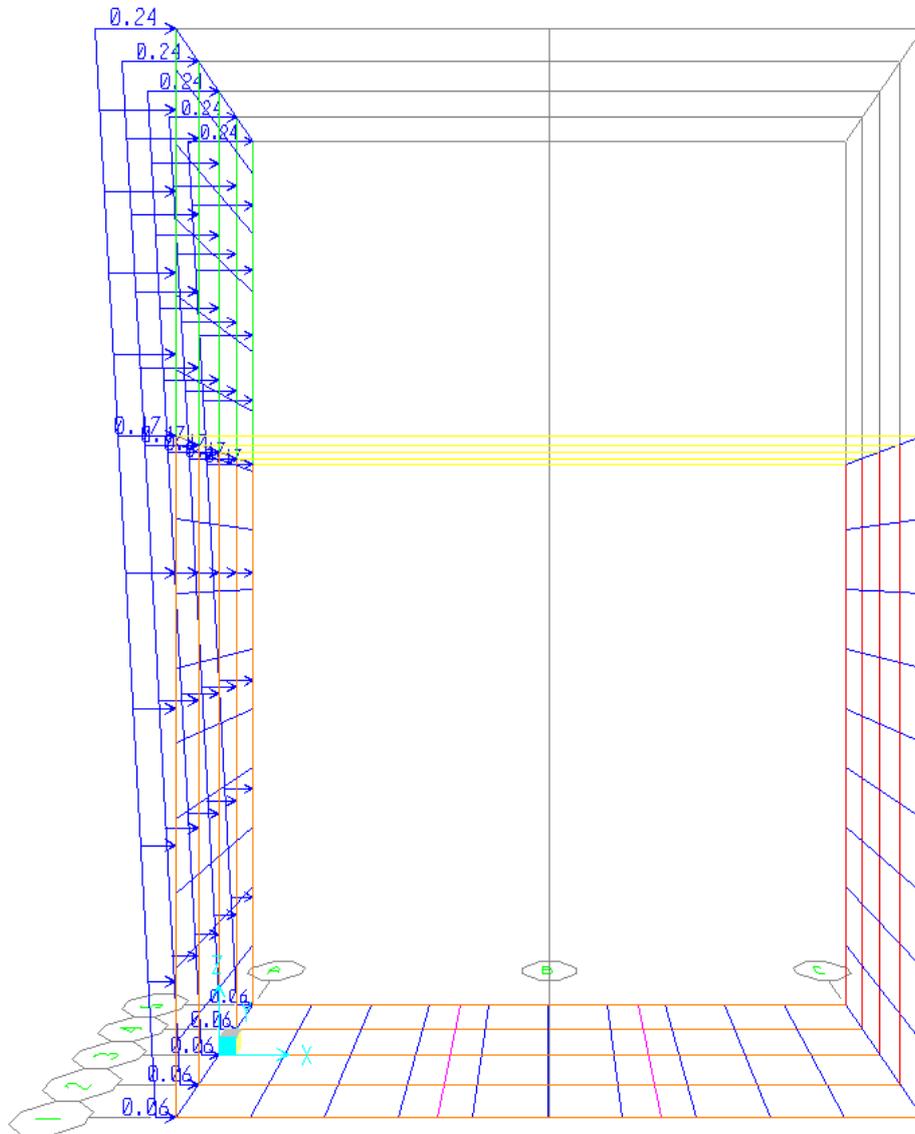
EPHd. - EMPUJE PASIVO ESTÁTICO - MURO MENOR (ton/m2)



**Figura 4.8:** Empuje pasivo estático - muro menor.

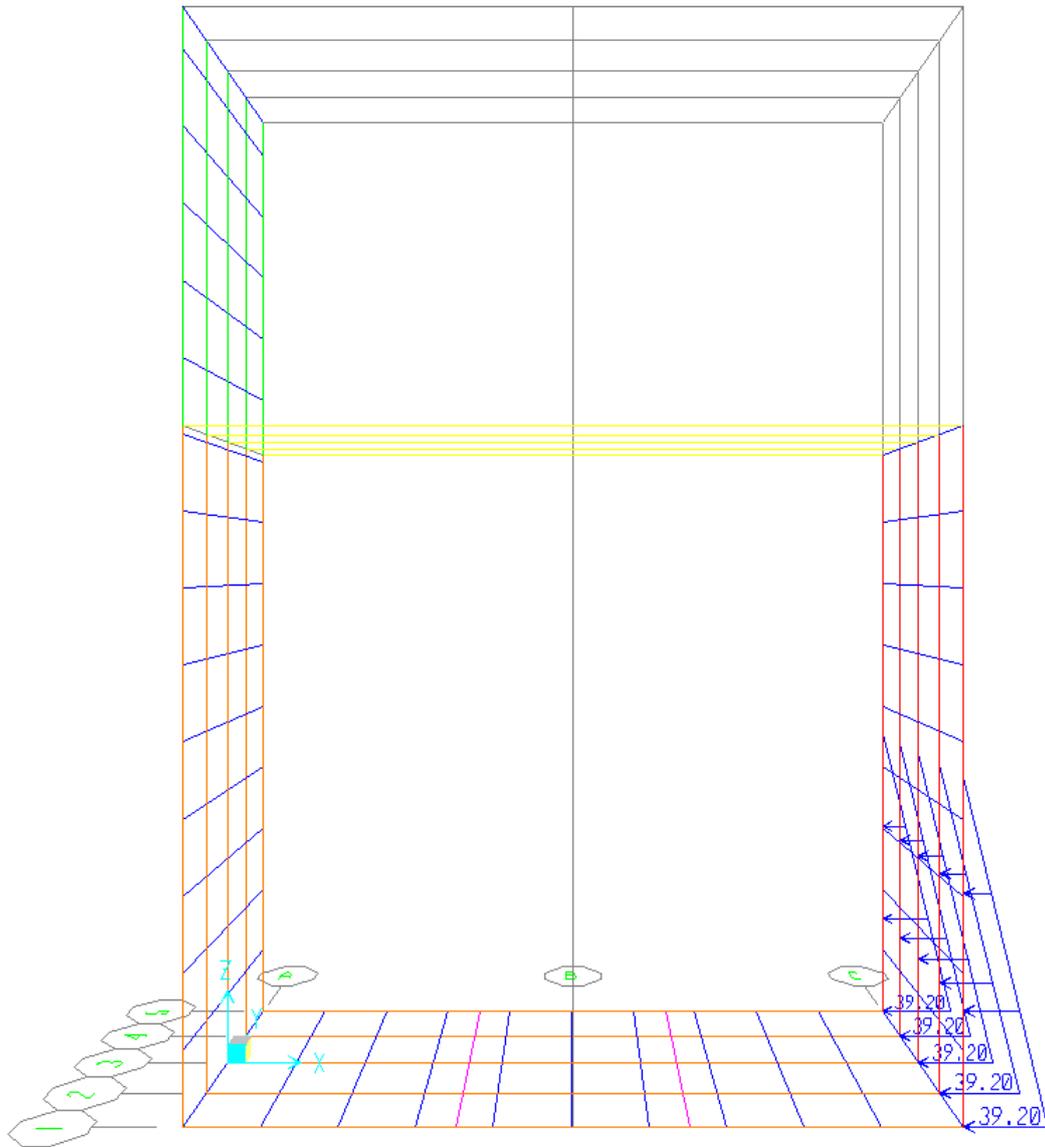
## Entrada de presión lateral de tierra dinámica (ton/m<sup>2</sup>)

EQH. - INCREMENTO ACTIVO DINÁMICO - MURO PRINCIPAL



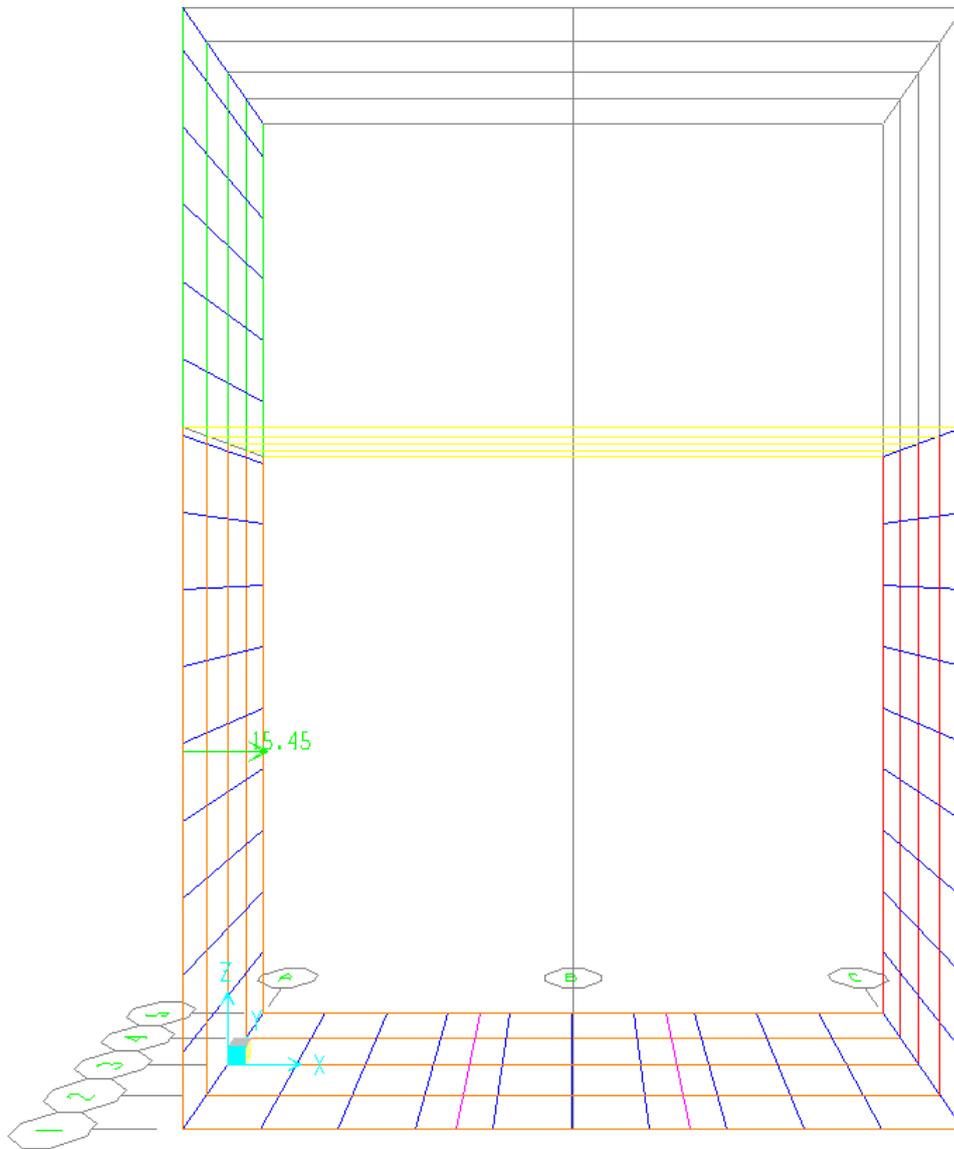
**Figura 4.9:** Incremento activo dinámico - muro principal.

EQHP. - EMPUJE PASIVO DINAMICO - MURO MENOR (ton/m2)



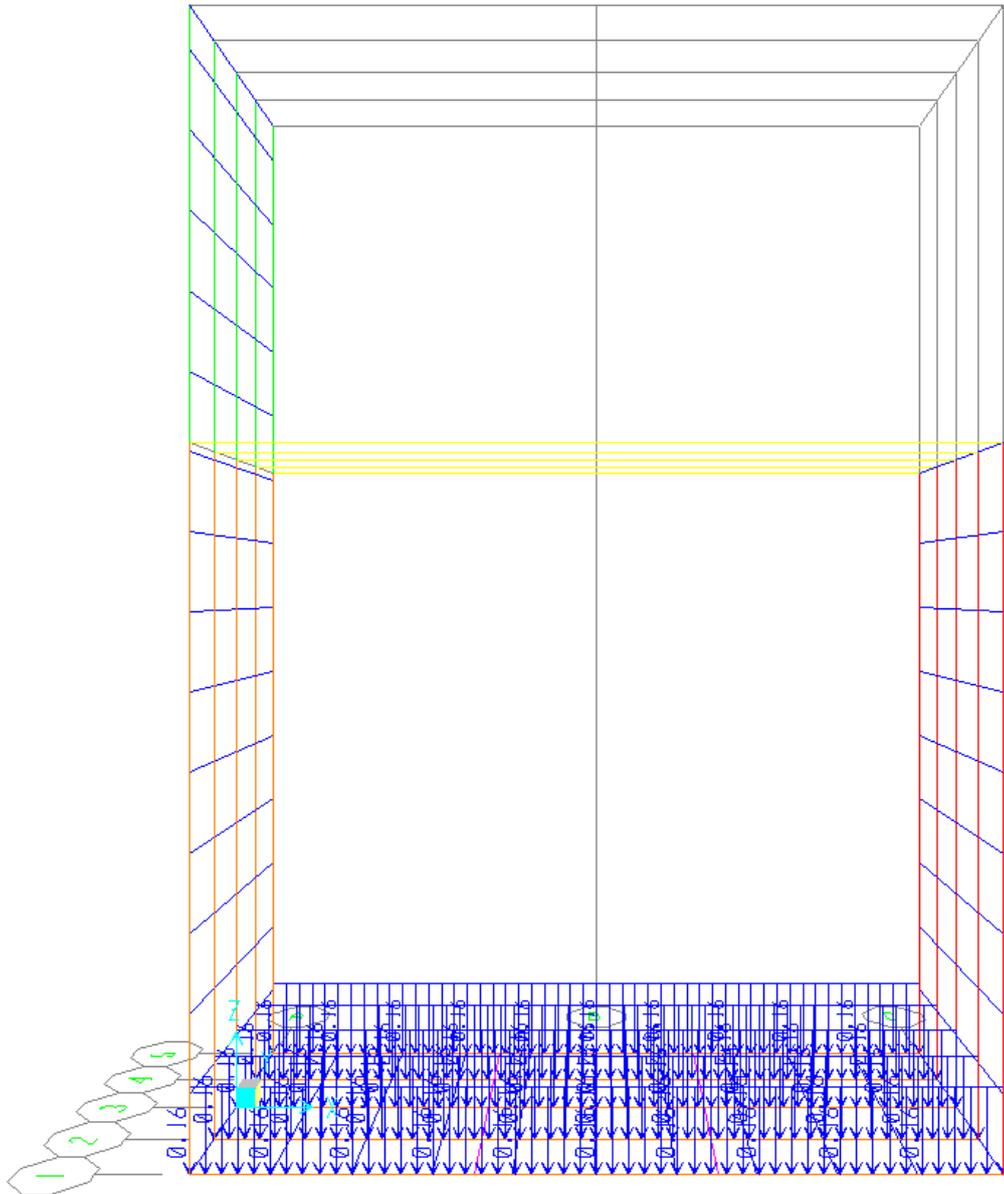
**Figura 4.10:** Empuje pasivo dinámico - muro menor.

EQHP. - FUERZA INERCIAL DEL MURO - MURO PRINCIPAL (ton)



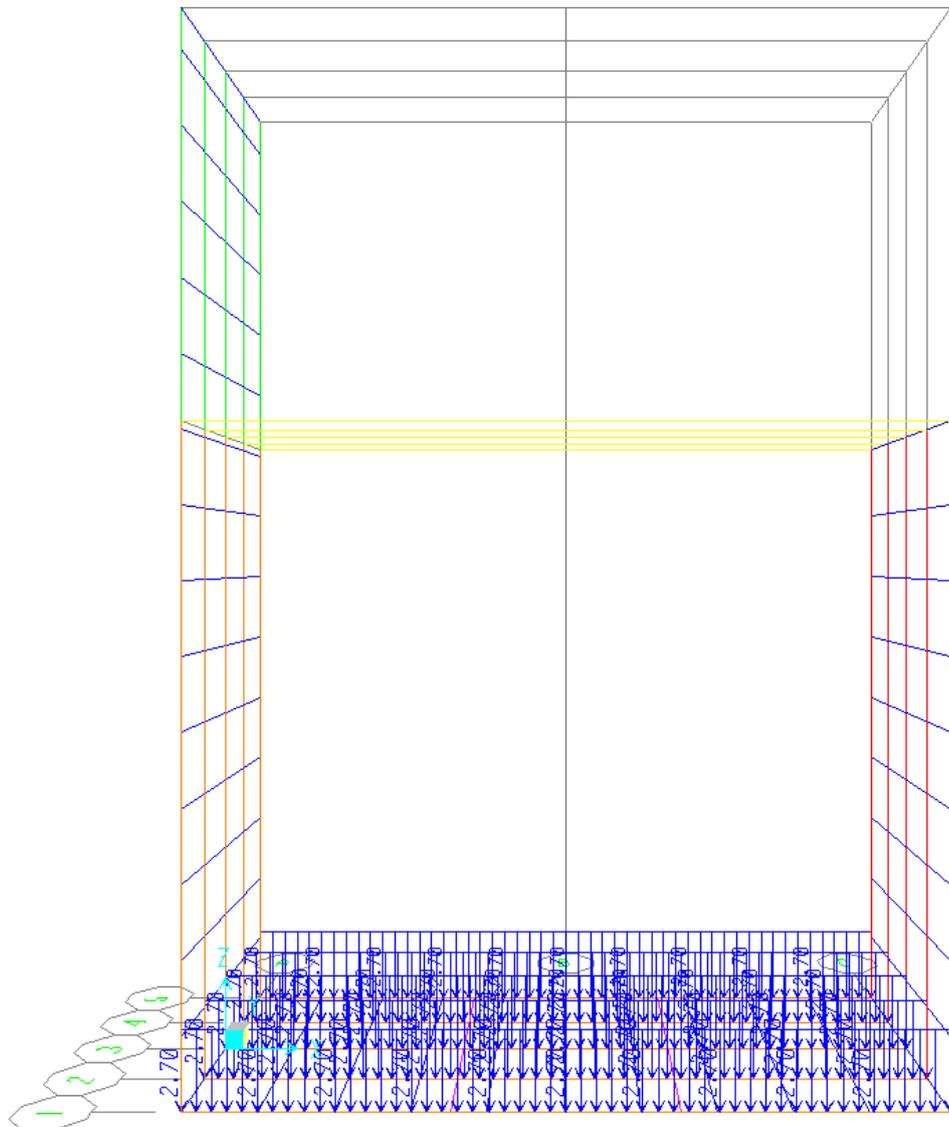
**Figura 4.11:** Fuerza inercial del muro - muro principal.

#### 4.8.4.5 ENTRADA DE CARGAS DE ASFALTO (DW) (KN/M2) CARGA DE ASFALTO



**Figura 4.12:** Carga de asfalto.

#### 4.8.4.6 ENTRADA DE CARGAS DE RELLENO BASE Y SUB-BASE (EV)(KN/M2)



**Figura 4.13:** Carga de relleno base y sub-base.

## 4.8.5 COMBINACIONES DE CARGA

### 4.8.5.1 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Tabla 4.16:** Combinaciones y Factores de Carga.

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

**Tabla 4.17:** Factores de Carga para Cargas Permanentes.

#### 4.8.5.2 ENTRADA DE COMBINACIONES DE CARGA SAP 2000 RESISTENCIA I

Load Combination Data

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	
DC	Combination	1.25	
DC	Combination	1.25	
DW	Linear Static	1.5	<input type="button" value="Add"/>
EV	Linear Static	1.35	
EH	Linear Static	1.5	<input type="button" value="Modify"/>
HL-93	Combination	1.75	
EHPd	Linear Static	1.	<input type="button" value="Delete"/>

#### EVENTO EXTREMO I

Load Combination Data

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	
DC	Combination	1.25	
DC	Combination	1.25	
DW	Linear Static	1.5	<input type="button" value="Add"/>
EV	Linear Static	1.35	
EH	Linear Static	1.5	<input type="button" value="Modify"/>
EQH	Linear Static	1.	
EHPd	Linear Static	1.	<input type="button" value="Delete"/>
LL+IM	Moving Load	1.	
EQmuro	Linear Static	1.	

## SERVICIO I

Load Combination Data

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	
DC	Combination	1.	
DC	Combination	1.	<input type="button" value="Add"/>
Dw	Linear Static	1.	
EV	Linear Static	1.	
EH	Linear Static	1.	<input type="button" value="Modify"/>
EHo	Linear Static	1.	
HL-93	Combination	1.	<input type="button" value="Delete"/>

## ENVOLVENTES FINALES

Load Combination Data

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor	
EVENTO EXTREMO I	Combination	1.	
EVENTO EXTREMO I	Combination	1.	<input type="button" value="Add"/>
RESISTENCIA I	Combination	1.	
SERVICIO I	Combination	1.	<input type="button" value="Modify"/>

### 4.8.6 DIAGRAMAS MOMENTOS (Kn-m)

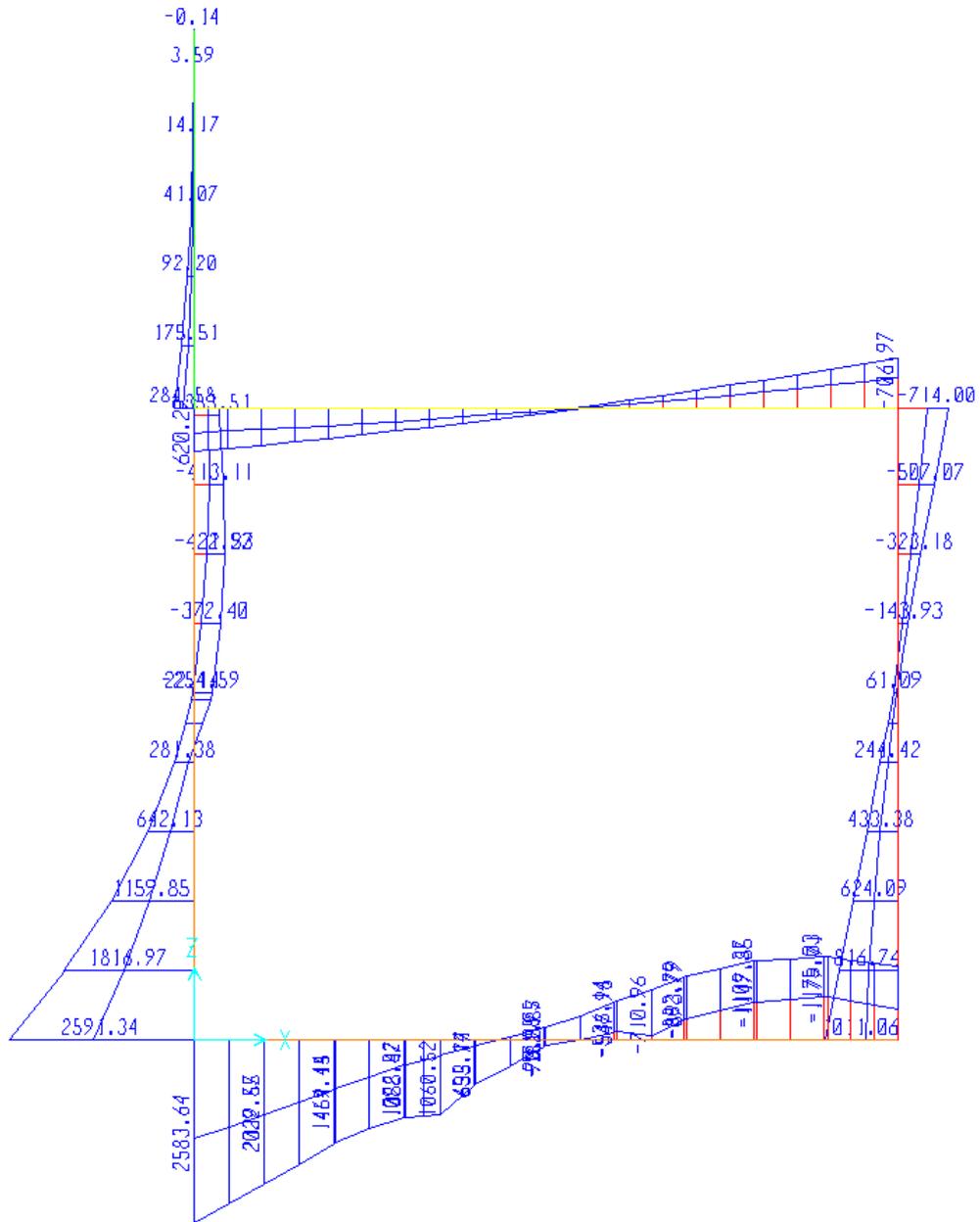


Figura 4.14: Diagrama de Momentos.

CORTANTES (kn)

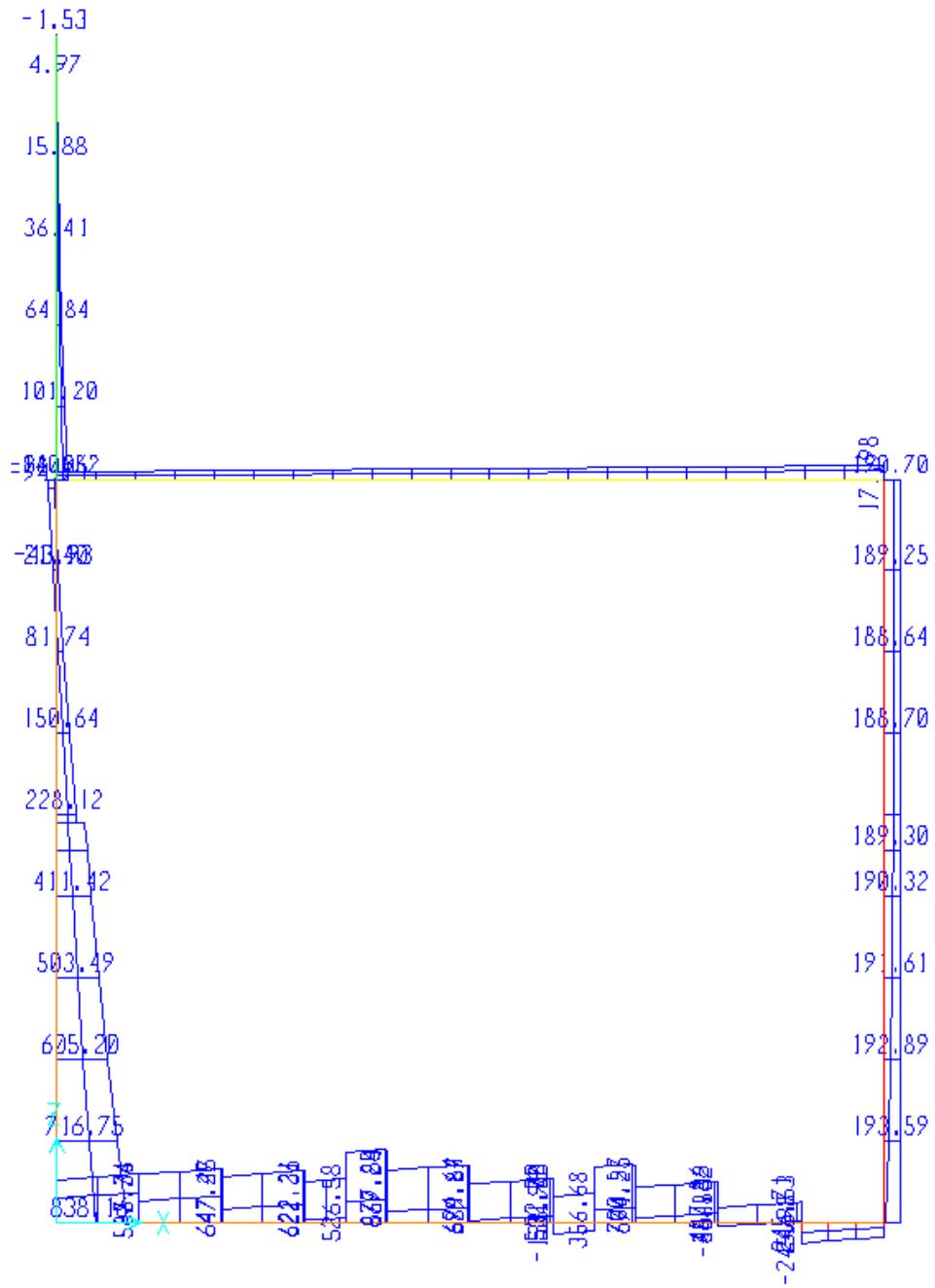
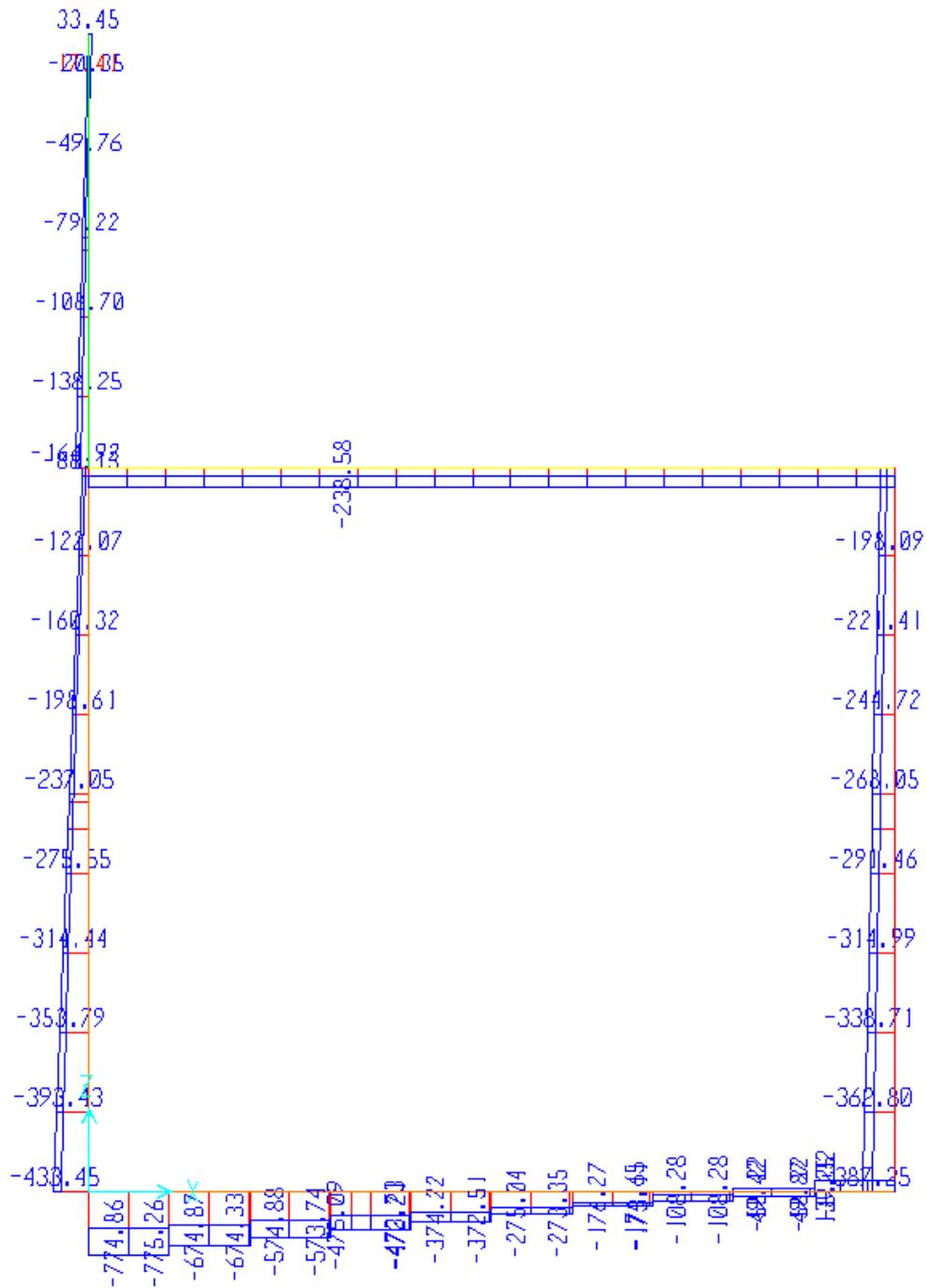


Figura 4.15: Diagrama de Cortantes.

### CARGA AXIAL (Kn)



**Figura 4.16:** Diagrama de Carga Axial.

## 4.9 DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

### 4.9.1 DISEÑO DE MURO PRINCIPAL

$$f_y = 420.00 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 28.00 \text{ Mpa}$$

$$H = 1,300.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$d' = 82.50 \text{ mm}$$

$$d = 1,217.50 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) \text{ para } f'_c > \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}, \beta_1 = 0.825$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\rho_b = 0.028333$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.021250$$

$$A_{max} = \rho_{max} \cdot B \cdot H$$

$$A_{max} = 25,872 \text{ mm}^2$$

$$a_B = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a_{max} = 457 \text{ mm}$$

$$M_B = \phi A_{sB} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{max} = 9,674.1 \text{ Kn-m}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 0.63 \sqrt{f'_c} * \frac{bh^2}{6}$$

$$1.2 M_{cr} = 1126.77 \text{ Kn-m}$$

$$A_s = \frac{0.75 A_g}{\text{Perimetro} * F_y}$$

#### As DISTRIBUCION

$$A_s = 505 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi 1/2'' @ 300 \text{ mm}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN									
UBICACIÓN	MTO ACTUANTE	4/3 MTO ACTUANTE (Kn-m)	1.2 MTO CRÍTICO (Kn-m)	MOMENTO MINIMO (Kn-m)	MOMENTO DE DISEÑO (Kn-m)	As TRACCION (mm2)	Ø ACERO	ACERO COLOCADO	ACERO COLOCADO (mm2)
CARA DE APOYO	2,591.3	3,455.1	1,126.8	1,126.8	2,591.3	5,882.2	1ø 1 3/8"	@ 125 mm	8,048
X= 2.00 m	1,157.2	1,542.9	1,126.8	1,126.8	1,157.2	2,562.1	1ø 1 3/8"	@ 125 mm	8,048
X= 4.00 m	281.4	375.2	1,126.8	375.2	375.2	820.1	1ø 1 3/8"	@ 250 mm	4,024
X= 6.00 m	372.4	496.5	1,126.8	496.5	496.5	1,087.5	ø3/4"	@ 150 mm	1,893
X= 8.00 m	412.2	549.6	1,126.8	549.6	549.6	1,204.7	ø3/4"	@ 150 mm	1,893

Tabla 4.18: Diseño por Flexión - Muro Principal.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO A CORTANTE

Donde:  
 $b_v$ =Ancho de alma efectivo (mm)  
 $d_v$ = Mayor entre  $0.9d_e$  o  $0.72h$  (mm)  
 $s$ = Separacion de los estribos (mm)  
 $\beta$ = Capacidad del hormigon fisurado diagonalmente a transmitir traccion.  
 $\theta$ = Angulo de inclinacion de las tensiones de compresion diagonal.  
 $\alpha$ = Angulo de inclinacion de la armadura transversal respecto a la longitudinal.(°)  
 $A_v$ = Area de la armadura de corte en una distancia  $s$  (mm)

LA RESISTENCIA NOMINAL SERA EL MENOR VALOR DE:

$$V_{n1} = V_c + V_s \qquad V_{n2} = 0.25f'_c b_v d_v$$

ARMADURA MINIMA

$$A_v \geq \frac{0.083\sqrt{f'_c} b_v s}{F_y}$$

$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$V_{n1} = 7,670.3 \text{ Kn}$

$V_c = 962.5 \text{ Kn}$

DISEÑO POR CORTANTE												
UBIC.	Ø	$A_v$ (mm2)	$s$ (mm)	$V_s$ (Kn)	$V_c$ (Kn)	$V_{n1}$ (Kn)	$V_{n2}$ (Kn)	$V_n$ (Kn)	$V_r$ (Kn)	$V_u$ (Kn)	COND.	
APOYO	ø 1/2"	774	-	-	962.5	962.5	7,670.3	962.5	866.2	838.2	OK!!	
X= 2.00 m	ø 1/2"	774	-	-	962.5	962.5	7,670.3	962.5	866.2	604.2	OK!!	
X= 4.00 m	ø 1/2"	774	-	-	962.5	962.5	7,670.3	962.5	866.2	407.9	OK!!	
X= 6.00 m	ø 1/2"	774	-	-	962.5	962.5	7,670.3	962.5	866.2	150.6	OK!!	
X= 8.00 m	ø 1/2"	774	-	-	962.5	962.5	7,670.3	962.5	866.2	43.9	OK!!	

Tabla 4.19: Diseño por Cortante - Muro Principal.

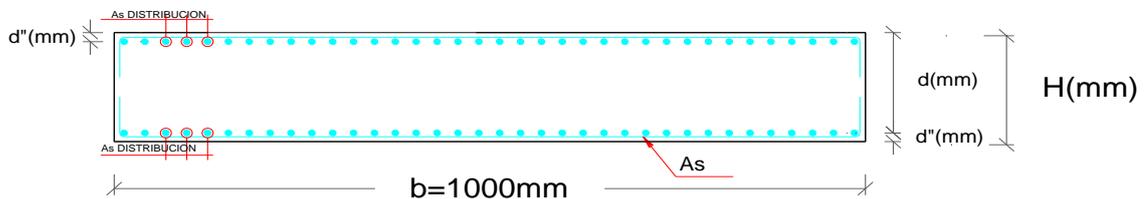


Figura 4.17: Distribución de Armaduras – Muro principal.

## 4.9.2 DISEÑO DE MURO MENOR

$$f_y = 420.00 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 28.00 \text{ Mpa}$$

$$H = 800.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$d' = 82.50 \text{ mm}$$

$$d = 717.50 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) \text{ para } f'_c > \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}, \beta_1 = 0.825$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\rho_b = 0.028333$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.021250$$

$$A_{max} = \rho_{max} \cdot B \cdot H$$

$$A_{smax} = 15,247 \text{ mm}^2$$

$$a_B = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a_{max} = 269 \text{ mm}$$

$$M_B = \phi A_{sB} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{max} = 3,359.8 \text{ Kn-m}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 0.63 \sqrt{f'_c} * \frac{bh^2}{6}$$

$$A_s = \frac{0.75 A_g}{\text{Perimetro} * f_y}$$

### As DISTRIBUCION

$$A_s = 397 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi 1/2" @ 350 \text{ mm}$$

DISEÑO POR FLEXION									
UBICACIÓN	MTO ACTUANTE	4/3 MTO ACTUANTE (Kn-m)	1.2 MTO CRITICO (Kn-m)	MOMENTO MINIMO (Kn-m)	MOMENTO DE DISEÑO (Kn-m)	As TRACCION (mm2)	Ø ACERO	ACERO COLOCADO	ACERO COLOCADO (mm2)
CARA DE APOYO	1,011.1	1,348.1	426.7	426.7	1,011.1	3,917.2	Ø1"	@ 125 mm	4,080
X= 2.00 m	623.9	831.8	426.7	426.7	623.9	2,369.5	Ø1"	@ 125 mm	4,080
X= 4.00 m	243.1	324.1	426.7	324.1	324.1	1,213.1	Ø1"	@ 250 mm	2,040
X= 6.00 m	143.9	191.9	426.7	191.9	191.9	713.9	Ø3/4"	@ 100 mm	2,840
X= 8.00 m	507.1	676.1	426.7	426.7	507.1	1,914.8	Ø3/4"	@ 100 mm	2,840

Tabla 4.20: Diseño por Flexión – Muro Menor.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO A CORTANTE

Donde:

$\beta = 2.00$   
 $b_v =$  Ancho de alma efectivo (mm)  
 $d_v =$  Mayor entre 0.9de o 0.72h (mm)  
 $s =$  Separacion de los estribos (mm)  
 $\beta =$  Capacidad del hormigon fisurado diagonalmente a transmitir traccion.  
 $\theta =$  Angulo de inclinacion de las tensiones de compresion diagonal.  
 $\alpha =$  Angulo de inclinacion de la armadura transversal respecto a la longitudinal.(°)  
 $A_v =$  Area de la armadura de corte en una distancia s (mm)

LA RESISTENCIA NOMINAL SERA EL MENOR VALOR DE:

$$V_{n1} = V_c + V_s \qquad V_{n2} = 0.25f'_c b_v d_v$$

ARMADURA MINIMA

$$A_v \geq \frac{0.083\sqrt{f'_c} b_v s}{F_y}$$

$V_{n2} = 4,520.3 \text{ Kn}$   
 $V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$   
 $V_c = 567.2 \text{ Kn}$

DISEÑO POR CORTANTE											
UBIC.	Ø	Av (mm2)	s (mm)	Vs (Kn)	Vc (Kn)	Vn1 (Kn)	Vn2 (Kn)	Vn (Kn)	Vr (Kn)	Vu (Kn)	COND.
APOYO	Ø 1/2"	774	-	-	567.2	567.2	4,520.3	567.2	510.5	193.6	OK!!
X= 2.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	567.2	567.2	4,520.3	567.2	510.5	192.9	OK!!
X= 4.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	567.2	567.2	4,520.3	567.2	510.5	190.3	OK!!
X= 6.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	567.2	567.2	4,520.3	567.2	510.5	188.7	OK!!
X= 8.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	567.2	567.2	4,520.3	567.2	510.5	189.3	OK!!

Tabla 4.21: Diseño por Cortante - Muro Menor.

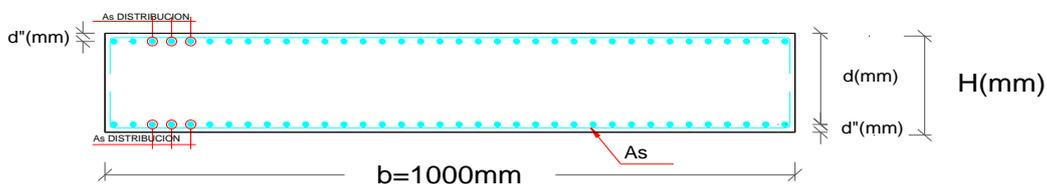


Figura 4.18: Distribución de Armaduras – Muro Menor.

### 4.9.3 DISEÑO DE MURO SUPERIOR

$$f_y = 420.00 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 28.00 \text{ Mpa}$$

$$H = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$d' = 82.50 \text{ mm}$$

$$d = 917.50 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) \text{ para } f'_c > \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}, \beta_1 = 0.825$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\rho_b = 0.028333$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.021250$$

$$A_{max} = \rho_{max} \cdot B \cdot H$$

$$A_{smax} = 19,497 \text{ mm}^2$$

$$a_B = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a_{max} = 344 \text{ mm}$$

$$M_B = \phi A_{sB} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{max} = 5,494.0 \text{ Kn-m}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 0.63 \sqrt{f'_c} * \frac{bh^2}{6}$$

$$1.2 M_{cr} = 666.73 \text{ Kn-m}$$

$$A_s = \frac{0.75 A_g}{\text{Perimetro} * F_y}$$

#### As DISTRIBUCION

$$A_s = 446 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi 1/2" @ 300 \text{ mm}$$

DISEÑO POR FLEXION									
UBICACIÓN	MTO ACTUANTE E	4/3 MTO ACTUANTE (Kn-m)	1.2 MTO CRITICO (Kn-m)	MOMENTO MINIMO (Kn-m)	MOMENTO DE DISEÑO (Kn-m)	As TRACCION (mm2)	Ø ACERO	ACERO COLOCADO	ACERO COLOCADO (mm2)
CARA DE APOYO	284.6	379.4	666.7	379.4	379.4	1,105.8	Ø5/8"	@ 150 mm	1,333
X= 1.00 m	167.3	223.0	666.7	223.0	223.0	647.1	Ø5/8"	@ 150 mm	1,333
X= 2.00 m	86.9	115.9	666.7	115.9	115.9	335.3	Ø5/8"	@ 150 mm	1,333
X= 3.00 m	38.5	51.3	666.7	51.3	51.3	148.1	Ø5/8"	@ 150 mm	1,333
X= 4.00 m	13.2	17.6	666.7	17.6	17.6	50.8	Ø5/8"	@ 150 mm	1,333

Tabla 4.22: Diseño por Flexión – Muro Superior.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO A CORTANTE

$\beta=2.00$

$d_v=825.75$  mm  
 $b_v=1,000.00$  mm

Nº var=

6

Donde:

$b_v$ =Ancho de alma efectivo (mm)

$d_v$ = Mayor entre  $0.9d_e$  o  $0.72h$  (mm)

$s$ = Separacion de los estribos (mm)

$\beta$ = Capacidad del hormigon fisurado diagonalmente a transmitir traccion.

$\theta$ = Angulo de inclinacion de las tensiones de compresion diagonal.

$\alpha$ = Angulo de inclinacion de la armadura transversal respecto a la longitudinal.(°)

$A_v$ = Area de la armadura de corte en una distancia  $s$  (mm)

LA RESISTENCIA NOMINAL SERA EL MENOR VALOR DE:

$$V_{n1} = V_c + V_s$$

$$V_{n2} = 0.25f'_c b_v d_v$$

ARMADURA MINIMA

$$V_{n2} = 5,780.3 \text{ Kn}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$A_v \geq \frac{0.083 \sqrt{f'_c} b_v s}{F_y}$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 725.3 \text{ Kn}$$

DISEÑO POR CORTANTE											
UBIC.	Ø	$A_v$ (mm2)	$s$ (mm)	$V_s$ (Kn)	$V_c$ (Kn)	$V_{n1}$ (Kn)	$V_{n2}$ (Kn)	$V_n$ (Kn)	$V_r$ (Kn)	$V_u$ (Kn)	COND.
APOYO	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	140.5	OK!!
X= 1.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	97.5	OK!!
X= 2.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	62.0	OK!!
X= 3.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	34.5	OK!!
X= 4.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	14.8	OK!!

Tabla 4.23: Diseño por Cortante - Muro Superior.

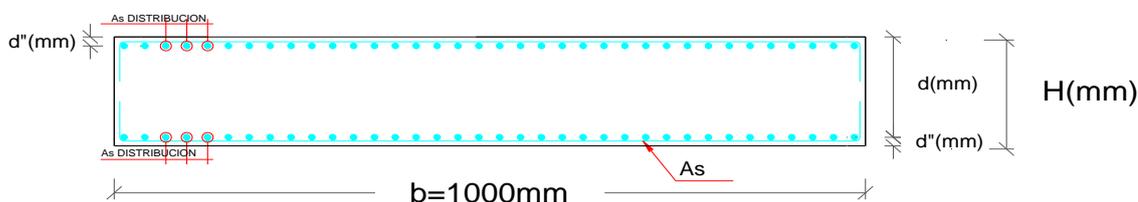


Figura 4.19: Distribución de Armaduras – Muro Superior.

#### 4.9.4 DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN

$$f_y = 420.00 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 28.00 \text{ Mpa}$$

$$H = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$d' = 82.50 \text{ mm}$$

$$d = 917.50 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right) \text{ para } f'_c > \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}, \beta_1 = 0.825$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\rho_b = 0.028333$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.021250$$

$$A_{max} = \rho_{max} \cdot B \cdot H$$

$$A_{max} = 19,497 \text{ mm}^2$$

$$a_B = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a_{max} = 344 \text{ mm}$$

$$M_B = \phi A_s B f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{max} = 5,494.0 \text{ Kn-m}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 0.63 \sqrt{f'_c} * \frac{bh^2}{6}$$

$$1.2 M_{cr} = 666.73 \text{ Kn-m}$$

$$A_s = \frac{0.75 A_g}{\text{Perimetro} * F_y}$$

**As DISTRIBUCIÓN**

$$A_s = 446 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi \text{ 1/2" @ 300 mm}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN									
UBICACIÓN	MTO ACTUANTE E	4/3 MTO ACTUANTE (Kn-m)	1.2 MTO CRITICO (Kn-m)	MOMENTO MINIMO (Kn-m)	MOMENTO DE DISEÑO (Kn-m)	As TRACCIÓN (mm2)	Ø ACERO	ACERO COLOCADO	ACERO COLOCADO (mm2)
CARA DE APOYO	2,583.6	3,444.9	666.7	666.7	2,583.6	8,079.2	1Ø 1 3/8"	@ 100 mm	10,060
X= 2.00 m	1,459.2	1,945.5	666.7	666.7	1,459.2	4,393.5	1Ø 1 3/8"	@ 100 mm	10,060
X= 4.00 m	635.8	847.7	666.7	666.7	666.7	1,959.5	1Ø 1 3/8"	@ 200 mm	5,030
X= 6.00 m	548.0	730.6	666.7	666.7	666.7	1,959.5	1Ø 1 3/8"	@ 200 mm	5,030
X= 8.00 m	1,117.8	1,490.5	666.7	666.7	1,117.8	3,330.1	Ø1"	@ 100 mm	5,100
X= 10.00 m	1,031.2	1,374.9	666.7	666.7	1,031.2	3,063.9	Ø1"	@ 100 mm	5,100

Tabla 4.24: Diseño por Flexión – Losa de Cimentación.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO A CORTANTE

$\beta=2.00$

$dv=825.75$  mm  
 $bv=1,000.00$  mm  
 $N^\circ$  var= 6

Donde:

$b_v$ =Ancho de alma efectivo (mm)

$dv$ = Mayor entre  $0.9d_e$  o  $0.72h$  (mm)

$s$ = Separación de los estribos (mm)

$\beta$ = Capacidad del hormigon fisurado diagonalmente a transmitir tracción.

$\theta$ = Angulo de inclinación de las tensiones de compresion diagonal.

$\alpha$ = Angulo de inclinación de la armadura transversal respecto a la longitudinal.(°)

$A_v$ = Area de la armadura de corte en una distancia  $s$  (mm)

LA RESISTENCIA NOMINAL SERA EL MENOR VALOR DE:

$$V_{n1} = V_c + V_s$$

$$V_{n2} = 0.25f'_c b_v d_v$$

ARMADURA MINIMA

$$V_{n2} = 5,780.3 \text{ Kn}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$A_v \geq \frac{0.083 \sqrt{f'_c} b_v s}{F_y}$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 725.3 \text{ Kn}$$

DISEÑO POR CORTANTE											
UBIC.	Ø	$A_v$ (mm2)	$s$ (mm)	$V_s$ (Kn)	$V_c$ (Kn)	$V_{n1}$ (Kn)	$V_{n2}$ (Kn)	$V_n$ (Kn)	$V_r$ (Kn)	$V_u$ (Kn)	COND.
APOYO	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	519.8	OK!!
X= 2.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	647.3	OK!!
X= 4.00 m	Ø 1/2"	774	300.0	894.8	725.3	1,620.1	5,780.3	1,620.1	1,458.1	869.2	OK!!
X= 6.00 m	Ø 1/2"	774	300.0	894.8	725.3	1,620.1	5,780.3	1,620.1	1,458.1	531.1	OK!!
X= 8.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	484.3	OK!!
X= 10.00 m	Ø 1/2"	774	-	-	725.3	725.3	5,780.3	725.3	652.8	178.1	OK!!

Tabla 4.25: Diseño por Cortante - Losa de Cimentación.

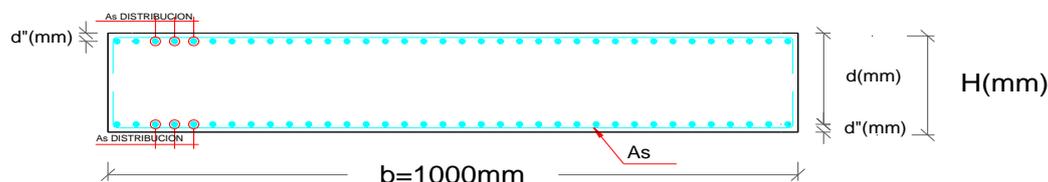
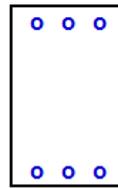


Figura 4.20: Distribución de Armaduras – Losa de Cimentación.

## 4.10 CÁLCULO DE VIGAS

### 4.10.1 CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO EN ELEMENTOS A FLEXIÓN



**b=30cms**

$f_y$	=	<b>4200</b> kg/cm <sup>2</sup>
$f_c$	=	<b>280</b> kg/cm <sup>2</sup>
Rec.	=	<b>4.00</b> cms
Mu	=	<b>73.00</b> tn-m

La cuantía máxima es:  $r_{max} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$r_{max} = 0.02125$$

$$A_s_{max} = 57.38 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima es:  $r_{min} = 0.70 \cdot \sqrt{f_c} / f_y$

$$r_{min} = 0.00279$$

$$A_s_{min} = 7.53 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es

$$A_s_{calc} = 24.51 \text{ cm}^2$$

### 4.10.2 DISEÑO DE VIGA POR FUERZA CORTANTE

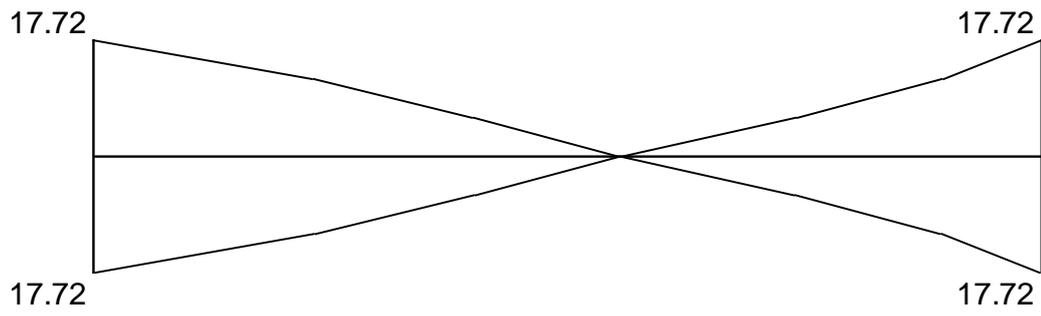
B	<b>0.30</b> m	
D	<b>0.86</b> m	(Peralte efectivo = H-recubriendo)
Luz libre	<b>10.05</b> m	
Vultimo=	<b>17.53</b> tn	(Cortante Ultimo proveniente del analisis estructural)
Vd.c. =	<b>4.35</b> tn	(Cortante debido a carga muerta)
Vd.w. =	<b>0.00</b> tn	(Cortante debido a carga asfalto)
$f_c$	<b>280.00</b> kg/cm <sup>2</sup>	

Lado izquierdo			
As sup =	<b>30.60</b> cm <sup>2</sup>	Mn sup	<b>89.06</b> tn-m
As inf =	<b>30.60</b> cm <sup>2</sup>	Mn inf	<b>89.06</b> tn-m

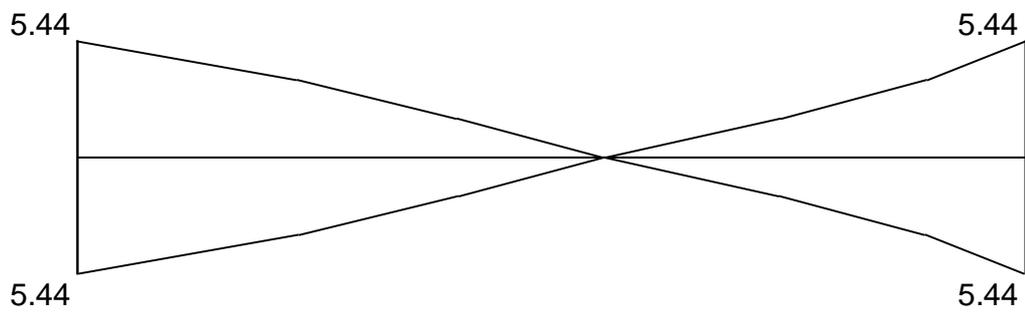
  

Lado derecho			
As sup =	<b>30.60</b> cm <sup>2</sup>	Mn sup =	<b>89.06</b> tn-m
As inf =	<b>30.60</b> cm <sup>2</sup>	Mn inf =	<b>89.06</b> tn-m

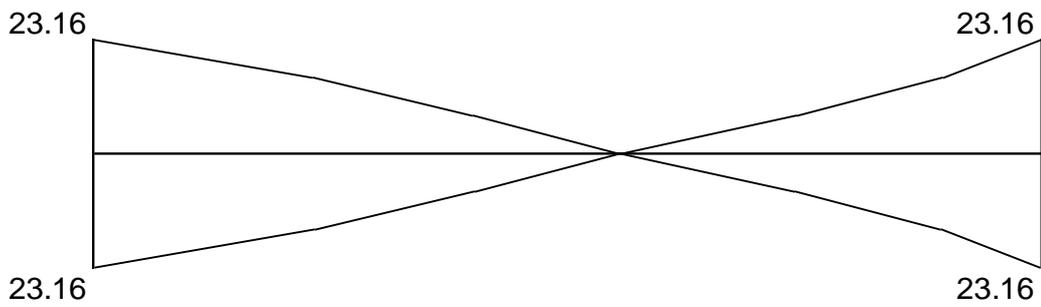
**Tabla 4.26:** Armadura Superior e Inferior de Viga.



**Figura 4.21:** Diagrama de Cortantes Hiperestáticos en la Viga.



**Figura 4.22:** Diagrama de Cortantes Isostáticos en la Viga.



**Figura 4.23:** Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad.

El Cortante Maximo por Requisitos de Ductilidad es

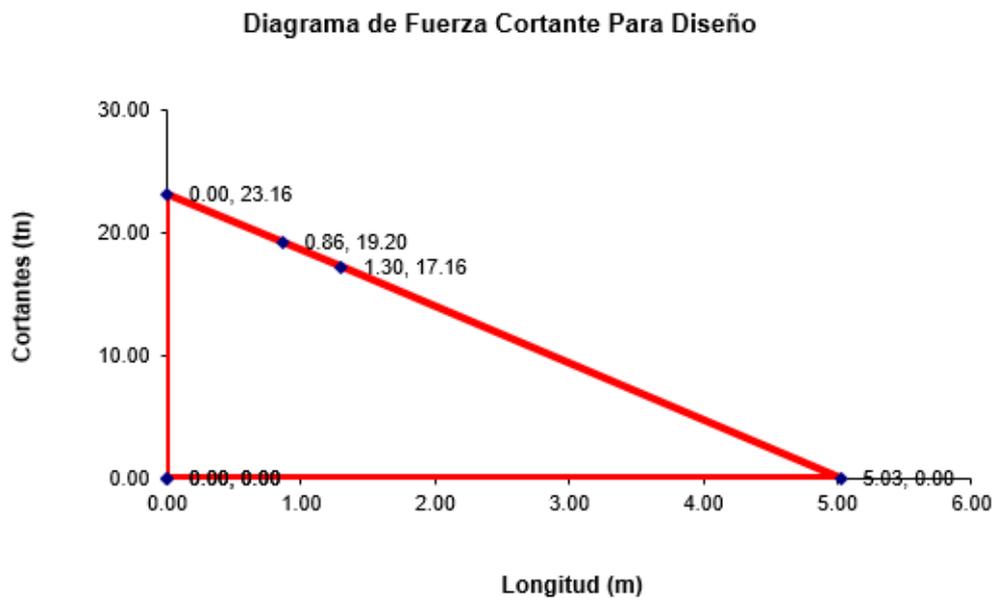
$$V_u = 23.16 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo Proveniente del Analisis Estructural es

$$V_u = 17.53 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo escogido para el diseño por Corte es

$$V_u = 23.16 \text{ tn}$$



**Figura 4.24:** Diagrama de Fuerza Cortante Para el Diseño.

el cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 19.20 \text{ tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es:

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 22.88 \text{ tn.}$$

$$F_{vc} = 0.75 V_c = 17.16 \text{ tn.}$$

la longitud hasta donde se extiende  $F_{vc}$ ,  $L = 1.30 \text{ m.}$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 2.72 \text{ tn.}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = 90.66 \text{ tn}$$

$$90.66 > 2.72 \implies \text{OK}$$

Escoger el diámetro del estribo (1/4", 3/8", 1/2")

$$\text{Diámetro : } \mathbf{3/8} = 0.71 \text{ cm}^2$$

El área  $A_v$  será igual a:

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$s = \frac{A_v * f_y * (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) * d}{V_s} = 188.84 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento máximo, según la siguiente expresión:

Si:  $V_s > 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$

S <= 30.00 cm

S <= d/4 = 21.50 cm

Si:  $V_s < 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$

S <= 60.00 cm

S <= d/2 = 43.00 cm

$$1.1 * \sqrt{f'c} * b * d = 47.49 \text{ tn}$$

$$47.49 > 2.72 \text{ tn}$$

El espaciamiento máximo según la expresión será:

S= 43.00 cm .....(2)

Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

S = **43.00** cm

Separación Propuesta:

S = **25.00** cm

$$A_{s \min} \geq 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y} = 0.35$$

$$A_{s \min} \geq 3.5 * \frac{b * s}{f_y} = 0.01$$

Tomamos el max valor a comparar: 0.35 **OK**

**3/8: 1@0.05 , 10@0.10 , 5@0.15 , RTO@0.25**

## 4.11 ESTIMACIÓN DE COSTOS

### 4.11.1 PRESUPUESTO

Item	Descripción	Und	Metrado	P.U	Parcial (S/.)
	<b>MUROS ESPECIALES</b>				<b>1,143,915.03</b>
503.C	CONCRETO CLASE C (F'C = 280 KG/CM2)	m3	1,083.74	492.63	533,882.44
503.H	CONCRETO CLASE H (F'C = 100 KG/CM2)	m3	13.30	331.43	4,406.89
504.A	ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2	kg	115,334.54	4.22	486,711.76
612.A	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,983.12	59.15	117,301.55
617.A	JUNTA PARA MUROS ESPECIALES	m2	154.74	10.42	1,612.39
	COSTO DIRECTO				<b>1,143,915.03</b>
	GASTOS GENERALES	<b>16.50%</b>			188,745.98
	UTILIDAD	<b>10.00%</b>			114,391.50
	SUBTOTAL				1,447,052.52
	IGV	<b>18.00%</b>			260,469.45
	<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>				<b>1,707,521.97</b>

### 4.11.2 ANÁLISIS

Partida	503.C	CONCRETO CLASE C (F'C = 280 KG/CM2)					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 28.0000	EQ. 28.0000		Costo unitario directo por : m3		<b>492.63</b>
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	0.8571	19.54	16.75	
0147010003	OFICIAL	hh	3.0000	0.8571	16.06	13.77	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.7143	14.45	24.77	
0147010031	CAPATAZ "A"	hh	0.5000	0.1429	25.40	3.63	
						<b>58.92</b>	
	<b>Materiales</b>						
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bis		11.0000	24.80	272.80	
0230190000	ADITIVO CURADOR	gal		0.1760	9.89	1.74	
						<b>274.54</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	58.92	2.95	
0348040042	BOMBA DE CONCRETO (INCLUYE MANGUERA)	hm	1.0000	0.2857	36.00	10.29	
910312020123	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50" (***)	hm	1.0000	0.2857	5.47	1.56	
						<b>14.80</b>	
	<b>Subpartidas</b>						
910301061067	PREPARACION CONCRETO PLANTA VOLUMEN	m3		1.0300	59.71	61.50	
910301070119	TRANSPORTE DE CONCRETO	m3		1.0300	80.46	82.87	
						<b>144.37</b>	

Partida	503.H CONCRETO CLASE H (F'c = 100 KG/CM2)						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 28.0000	EQ. 28.0000	Costo unitario directo por : m3			331.43
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	0.8571	19.54	16.75	
0147010003	OFICIAL	hh	3.0000	0.8571	16.06	13.77	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.7143	14.45	24.77	
0147010031	CAPATAZ "A"	hh	0.5000	0.1429	25.40	3.63	
<b>58.92</b>							
<b>Materiales</b>							
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		4.5000	24.80	111.60	
0230190000	ADITIVO CURADOR	gal		0.1760	9.89	1.74	
<b>113.34</b>							
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	58.92	2.95	
0348040042	BOMBA DE CONCRETO (INCLUYE MANGUERA)	hm	1.0000	0.2857	36.00	10.29	
910312020123	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50" (***)	hm	1.0000	0.2857	5.47	1.56	
<b>14.80</b>							
<b>Subpartidas</b>							
910301061067	PREPARACION CONCRETO PLANTA VOLUMEN	m3		1.0300	59.71	61.50	
910301070119	TRANSPORTE DE CONCRETO	m3		1.0300	80.46	82.87	
<b>144.37</b>							
Partida	504.A ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg			4.22
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	19.54	0.63	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	16.06	0.51	
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.0320	14.45	0.46	
0147010031	CAPATAZ "A"	hh	0.1000	0.0032	25.40	0.08	
<b>1.68</b>							
<b>Materiales</b>							
0202000010	ALAMBRE NEGRO # 16	kg		0.0500	2.65	0.13	
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	2.22	2.33	
<b>2.46</b>							
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.68	0.08	
<b>0.08</b>							
Partida	612.A ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2			59.15
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	19.54	11.17	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	16.06	9.18	
0147010004	PEON	hh	2.0000	1.1429	14.45	16.51	
0147010031	CAPATAZ "A"	hh	0.1000	0.0571	25.40	1.45	
<b>38.31</b>							
<b>Materiales</b>							
0202000010	ALAMBRE NEGRO # 16	kg		0.2000	2.65	0.53	
0202000015	ALAMBRE NEGRO # 8	kg		0.2000	2.62	0.52	
0202010022	CLAVOS DIFERENTES MEDIDAS	kg		0.2000	3.09	0.62	
0202510120	PERNO INCL. TUERCA MAS ARANDELA DE 1/2" PASANTE PARA ENCOFRADO	u		0.5000	5.09	2.55	
0230110014	DESMOLDANTE PARA MADERA	gal		0.0600	27.80	1.67	
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		1.7500	3.68	6.44	
0245010002	TRIPLAY DE 18 mm PARA ENCOFRADO	pl		0.0700	94.17	6.59	
<b>18.92</b>							
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	38.31	1.92	
<b>1.92</b>							

Partida	617.A	JUNTA PARA MUROS						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000			Costo unitario directo por : m2		10.42
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>		
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.2000	16.06	3.21		
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.2000	14.45	2.89		
0147010031	CAPATAZ "A"	hh	0.1000	0.0200	25.40	0.51		
						<b>6.61</b>		
	<b>Materiales</b>							
0239020095	POLIESTIRENO EXPANDIDO DE 1"	m2		1.0000	3.48	3.48		
						<b>3.48</b>		
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.61	0.33		
						<b>0.33</b>		

### 4.11.3 METRADOS

#### 503.C CONCRETO CLASE C (F'C = 280 KG/CM2)

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD (m)	TIPO	MUROS			
					MURO EJE A			
					MURO PRINCIPAL			
					Long. (m)	Altura (m)	Ancho (m)	Volumen (m3)
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	5.16	9.90	1.30	66.41
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	5.16	9.90	1.30	66.41
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	5.16	9.90	1.30	66.41
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	5.16	9.90	1.30	66.41
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	5.16	9.90	1.30	66.41
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	5.16	9.90	1.30	66.41

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD (m)	TIPO	MUROS			
					MURO EJE B			
					MURO MENOR			
					Long. (m)	Altura (m)	Ancho (m)	Volumen (m3)
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	4.80	9.90	0.80	38.02
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	4.80	9.90	0.80	38.02
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	4.80	9.90	0.80	38.02
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	4.80	9.90	0.80	38.02
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	4.80	9.90	0.80	38.02
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	4.80	9.90	0.80	38.02

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD (m)	TIPO	MURO SUPERIOR			
					Long.	Altura	Ancho	Volumen
					(m)	(m)	(m)	(m3)
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	5.16	3.60	1.00	18.58
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	5.16	3.90	1.00	20.12
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	5.16	4.00	1.00	20.64
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	5.16	3.60	1.00	18.58
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	5.16	2.70	1.00	13.93
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	5.16	2.50	1.00	12.90

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD (m)	TIPO	VIGAS				
					VIGA PRINCIPAL				
	INICIO	FINAL			Base (m)	Altura (m)	Long. Prom. (m)	Cantidad (u)	Volumen (m3)
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	0.30	0.90	8.90	6.00	14.42
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	0.30	0.90	8.90	6.00	14.42
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	0.30	0.90	8.90	6.00	14.42
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	0.30	0.90	8.90	6.00	14.42
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	0.30	0.90	8.90	6.00	14.42
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	0.30	0.90	8.90	6.00	14.42

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD (m)	TIPO	LOSA DE CIMENTACIÓN			
					LOSA DE CIMENTACIÓN			
	INICIO	FINAL			Long. (m)	Altura (m)	Ancho (m)	Volumen (m3)
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	4.98	1.00	8.90	44.32
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	4.98	1.00	8.90	44.32
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	4.98	1.00	8.90	44.32
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	4.98	1.00	8.90	44.32
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	4.98	1.00	8.90	44.32
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	4.98	1.00	8.90	44.32

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD (m)	TIPO	503.C
					CONCRETO CLASE C (F'C = 280 KG/CM2)
	INICIO	FINAL			(m <sup>3</sup> )
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	181.74
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	183.29
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	183.81
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	181.74
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	177.10
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	176.07
					1,083.74

#### 503.H CONCRETO CLASE H (F'C= 100 KG/CM2)

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD (m)	TIPO	SOLADO			503.H
					Area	Altura	Volumen	CONCRETO CLASE H (F'C= 100 KG/CM2)
	INICIO	FINAL			(m2)	(m)	(m3)	(m <sup>3</sup> )
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	44.32	0.05	2.22	2.22
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	44.32	0.05	2.22	2.22
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	44.32	0.05	2.22	2.22
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	44.32	0.05	2.22	2.22
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	44.32	0.05	2.22	2.22
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	44.32	0.05	2.22	2.22
								13.30

504.A ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 (ASTM A706)

DESCRIPCIÓN	ϕ	Nº VECES	PROFUNDIDAD	@	CANTIDAD	GANCHO (m)	LONGITUD (m)	L (m)	# EMPALM.	LONG. EMPALM.	LARGO (m)	# PIEZAS	LARGO TOT. (m)	PESO (kg)
<b>TIPO B</b>	<b>Paños de 5 m</b>													
<b>LOSA DE CIMENTACIÓN</b>	L= 5.00													<b>53624.55</b>
Acero horizontal 1 (LC)	1/1"	6	5.00	0.10	50	0.30	11.00	11.60	1	1.30	12.90	300	3870.00	15363.90
Acero horizontal 2 (LC)	1 3/8"	6	5.00	0.20	25	0.30	11.00	11.60	1	1.30	12.90	150	1935.00	15305.85
Acero horizontal 3 (Baston) (LC)	1 3/8"	6	5.00	0.20	25	0.00	5.60	5.60	0	1.30	5.60	150	840.00	6644.40
Acero transversal 1 (LC)	1/2"	6	11.00	0.30	37	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	222	1243.20	1243.20
Acero transversal 2 (LC)	1/2"	6	11.00	0.30	37	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	222	1243.20	1243.20
ESTRIBO 1 (LC)	1/2"	36			80	0.10	4.60	4.80	0	0.60	4.80	2880	13824.00	13824.00
<b>MURO PRINCIPAL EJE A</b>	L= 5.00													<b>24141.71</b>
Acero horizontal 1 (MP)	1/2"	6	8.00	0.30	27	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	162	907.20	907.20
Acero horizontal 2 (MP)	1/2"	6	8.00	0.30	27	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	162	907.20	907.20
Acero vertical 1 (MP)	1 3/8"	6	5.00	0.25	20	0.30	9.90	10.50	1	1.30	11.80	120	1416.00	11200.56
Acero vertical 2 (Baston) (MP)	1 3/8"	6	5.00	0.25	20	0.00	3.00	3.00	0	1.30	3.00	120	360.00	2847.60
Acero vertical 3 (MP)	3/4"	6	5.00	0.15	34	0.30	9.90	10.50	1	1.00	11.50	204	2346.00	5255.04
<b>MURO SUPERIOR</b>														
<b>Paño 01 (13+915-13+920)</b>														
Acero horizontal 1	1/2"	1	3.60	0.30	12	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	12	67.20	67.20
Acero horizontal 2	1/2"	1	3.60	0.30	12	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	12	67.20	67.20
Acero vertical 1	5/8"	1	5.00	0.15	34	0.00	5.60	5.60	0	0.70	5.60	34	190.40	295.12
Acero vertical 2	1/2"	1	5.00	0.30	17	0.00	5.60	5.60	0	0.60	5.60	17	95.20	95.20
<b>Paño 02 (13+920-13+925)</b>														
Acero horizontal 1	1/2"	1	3.90	0.30	13	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	13	72.80	72.80
Acero horizontal 2	1/2"	1	3.90	0.30	13	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	13	72.80	72.80
Acero vertical 1	5/8"	1	5.00	0.15	34	0.00	5.90	5.90	0	0.70	5.90	34	200.60	310.93
Acero vertical 2	1/2"	1	5.00	0.30	17	0.00	5.90	5.90	0	0.60	5.90	17	100.30	100.30
<b>Paño 03 (13+925-13+930)</b>														
Acero horizontal 1	1/2"	1	4.00	0.30	14	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	14	78.40	78.40
Acero horizontal 2	1/2"	1	4.00	0.30	14	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	14	78.40	78.40
Acero vertical 1	5/8"	1	5.00	0.15	34	0.00	6.00	6.00	0	0.70	6.00	34	204.00	316.20
Acero vertical 2	1/2"	1	5.00	0.30	17	0.00	6.00	6.00	0	0.60	6.00	17	102.00	102.00
<b>Paño 04 (13+930-13+935)</b>														
Acero horizontal 1	1/2"	1	3.60	0.30	12	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	12	67.20	67.20
Acero horizontal 2	1/2"	1	3.60	0.30	12	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	12	67.20	67.20
Acero vertical 1	5/8"	1	5.00	0.15	34	0.00	5.60	5.60	0	0.70	5.60	34	190.40	295.12
Acero vertical 2	1/2"	1	5.00	0.30	17	0.00	5.60	5.60	0	0.60	5.60	17	95.20	95.20
<b>Paño 05 (13+935-13+940)</b>														
Acero horizontal 1	1/2"	1	2.70	0.30	9	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	9	50.40	50.40
Acero horizontal 2	1/2"	1	2.70	0.30	9	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	9	50.40	50.40
Acero vertical 1	5/8"	1	5.00	0.15	34	0.00	4.70	4.70	0	0.70	4.70	34	159.80	247.69
Acero vertical 2	1/2"	1	5.00	0.30	17	0.00	4.70	4.70	0	0.60	4.70	17	79.90	79.90
<b>Paño 06 (13+940-13+945)</b>														
Acero horizontal 1	1/2"	1	2.50	0.30	9	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	9	50.40	50.40
Acero horizontal 2	1/2"	1	2.50	0.30	9	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	9	50.40	50.40
Acero vertical 1	5/8"	1	5.00	0.15	34	0.00	4.50	4.50	0	0.70	4.50	34	153.00	237.15
Acero vertical 2	1/2"	1	5.00	0.30	17	0.00	4.50	4.50	0	0.60	4.50	17	76.50	76.50
<b>MURO MENOR EJE B</b>	L= 5.00													<b>16467.24</b>
Acero horizontal 1 (MM)	1/2"	6	8.00	0.35	23	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	138	772.80	772.80
Acero horizontal 2 (MM)	1/2"	6	8.00	0.35	23	0.30	5.00	5.60	0	0.60	5.60	138	772.80	772.80
Acero vertical 1 (MM)	1/1"	6	5.00	0.25	20	0.30	9.90	10.50	1	1.30	11.80	120	1416.00	5621.52
Acero vertical 2 (Baston) (MM)	1/1"	6	5.00	0.25	20	0.00	3.30	3.30	0	1.30	3.30	120	396.00	1572.12
Acero vertical 3 (MM)	3/4"	6	5.00	0.10	50	0.30	9.90	10.50	1	1.00	11.50	300	3450.00	7728.00
<b>VIGAS 120x40</b>														<b>21101.04</b>
Acero longitudinal inferior	1/1"	36			4	0.30	11.00	11.60	1	1.30	12.90	144	1857.60	7374.67
Acero longitudinal inferior arranque	1/1"	36			2	0.00	3.60	3.60	0	1.30	3.60	72	259.20	1029.02
Acero longitudinal superior	1/1"	36			4	0.30	11.00	11.60	1	1.30	12.90	144	1857.60	7374.67
Acero longitudinal superior arranque	1/1"	36			2	0.00	4.10	4.10	0	1.30	4.10	72	295.20	1171.94
Acero intermedio (Montaje)	5/8"	36			2	0.30	11.00	11.60	1	0.70	12.30	72	885.60	1372.68
ESTRIBO 1	3/8"	36			53	0.10	2.40	2.60	0	0.40	2.60	1908	4960.80	2778.05

## 612.A ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD	TIPO	MUROS			
					MURO EJE B			
	MURO EXTERIOR							
	Alto	Ancho	Area Lateral		Area Total			
(m)	(m)	(m2)	(m2)					
INICIO	FINAL	(m)						
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	14.90	5.00	34.69	218.38
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	14.90	5.00	34.69	218.38
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	14.90	5.00	34.69	218.38
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	14.90	5.00	34.69	218.38
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	14.90	5.00	34.69	218.38
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	14.90	5.00	34.69	218.38

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD	TIPO	VIGAS		
					VIGA		
	Largo	Ancho	Area Total				
	(m)	(m)	(m2)				
INICIO	FINAL	(m)					
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	8.90	2.10	112.14
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	8.90	2.10	112.14
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	8.90	2.10	112.14
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	8.90	2.10	112.14
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	8.90	2.10	112.14
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	8.90	2.10	112.14

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD	TIPO	612.A
					ENCOFRADO Y DESENCOFRADO
	INICIO	FINAL	(m)		(m2)
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	330.52
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	330.52
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	330.52
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	330.52
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	330.52
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	330.52
					1,983.12

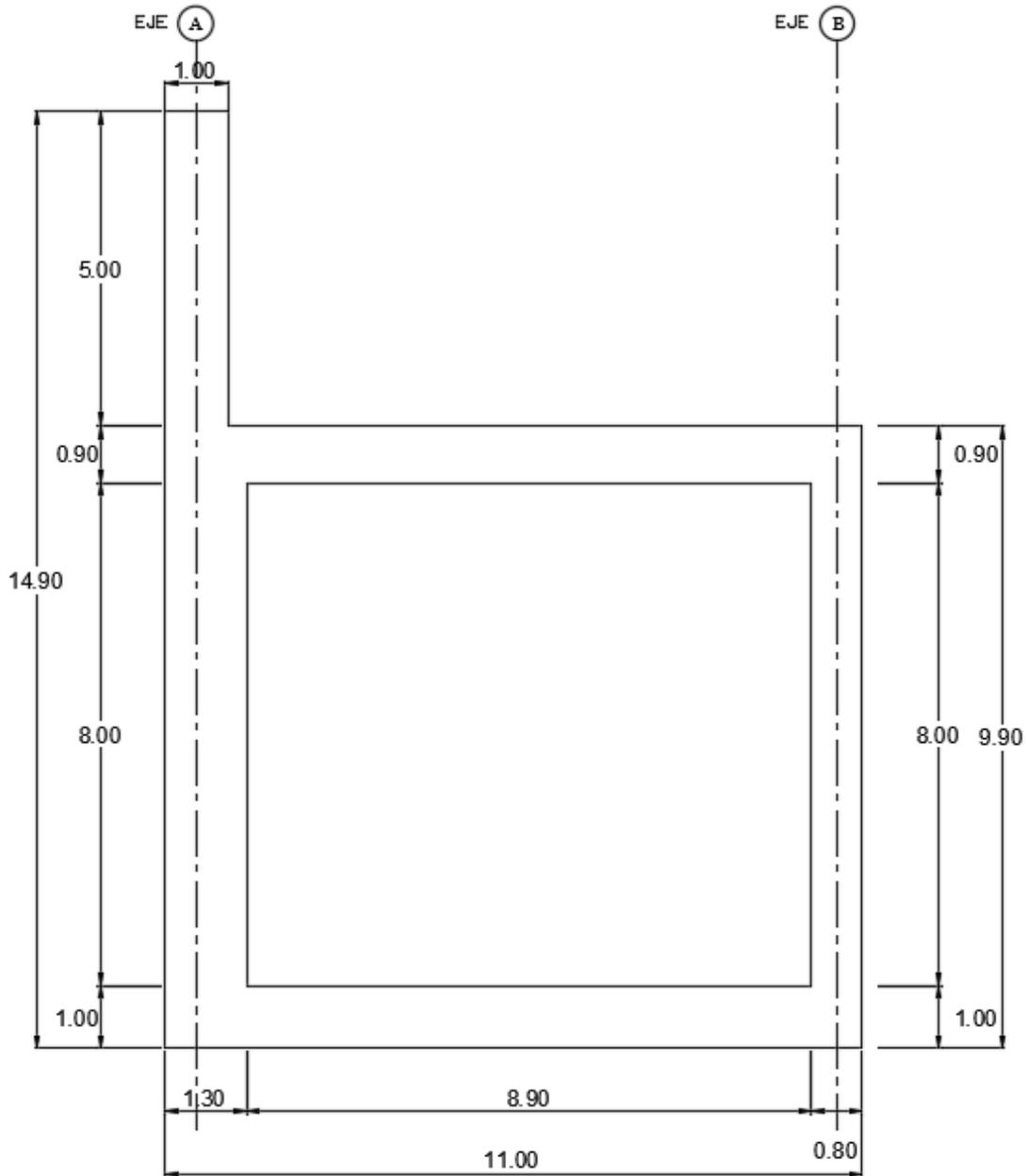
617.A JUNTA PARA MUROS ESPECIALES

MURO	PROGRESIVA (km)		LONGITUD (m)	TIPO	617.A
	INICIO	FINAL			JUNTA PARA MUROS
			(m <sup>2</sup> )		
1	13+915.0	13+920.0	5.00	B	25.79
	13+920.0	13+925.0	5.00	B	25.79
	13+925.0	13+930.0	5.00	B	25.79
	13+930.0	13+935.0	5.00	B	25.79
	13+935.0	13+940.0	5.00	B	25.79
	13+940.0	13+945.0	5.00	B	25.79
					<b>154.74</b>

## CAPÍTULO V

### DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 5.1 DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA



**Figura 5.1:** Encofrado del Muro de contención Arriostrado.

## 5.2 ARMADURAS DE LA ESTRUCTURA

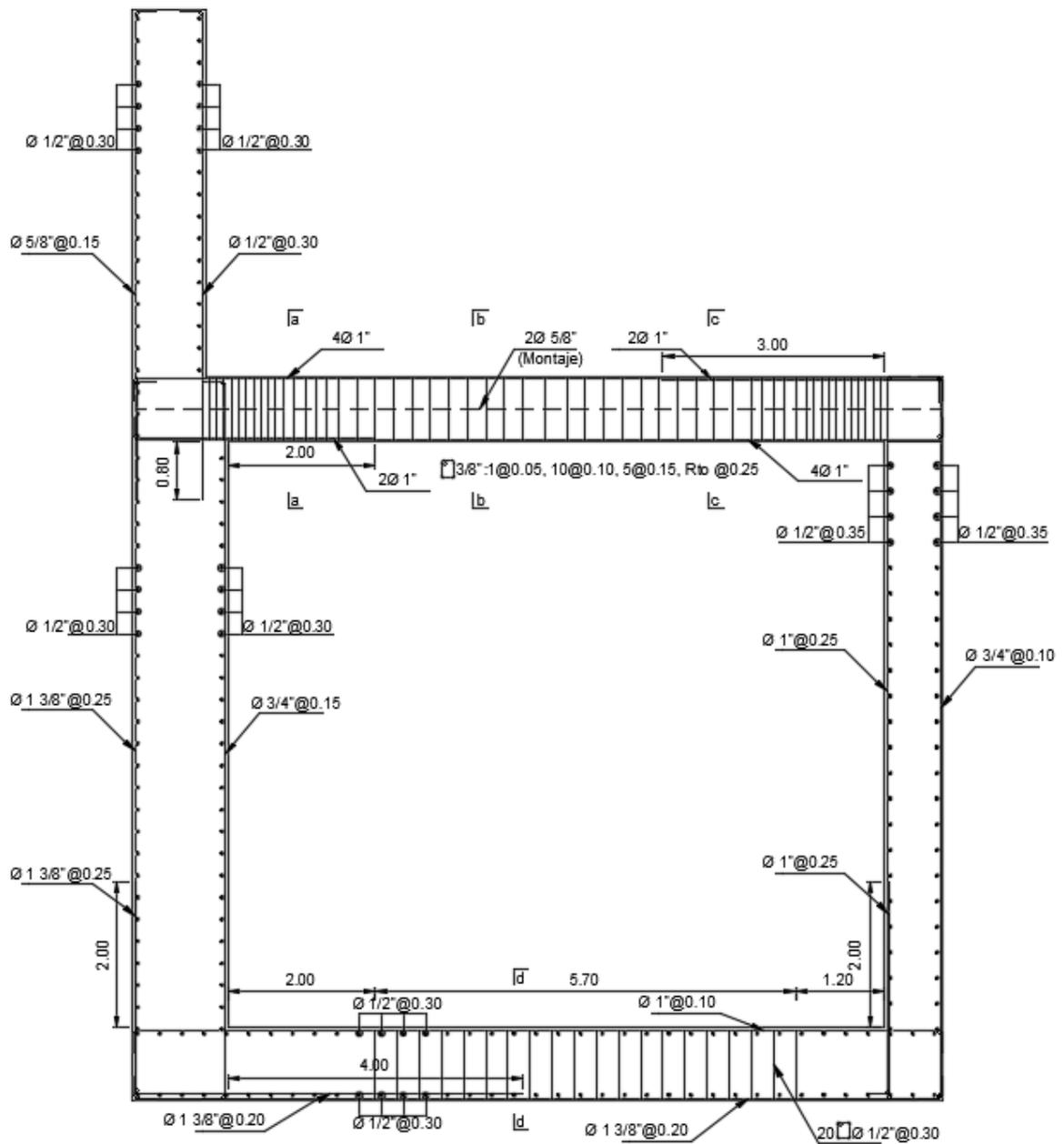


Figura 5.2: Armadura del Muro de contención Arriostrado.

## CONCLUSIONES

- 1.- La evaluación de diseño estructural del muro de contención arriostrado incidirá para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+915-13+945, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash. El diseño estructural del muro de contención arriostrado está compuesto por cinco elementos estructurales que son: muro principal (1.30x14.90 m), muro menor (0.80x9.90m), muro principal por encima de la viga (1.00x5.00m), losa de cimentación (8.90x1.00m) y las vigas (0.30x0.90m), donde cada uno cumple una característica diferente para dar viabilidad a la estructura bajo ciertos parámetros geológicos y estructurales.
- 2.- Las propiedades físicas y mecánicas del suelo influyen para evaluar los asentamientos del muro de contención arriostrado. Los esfuerzos sobre la estructura para poder determinar el coeficiente activo estático en el muro principal es  $k_a=0.322$  y el coeficiente de reposo en el muro menor es de  $k_0=0.473$  y el coeficiente activo estático en el muro menor es  $k_p=4.40$ .
- 3.- El límite de fluencia del acero influye en la determinación de la deformación elástica a tener en cuenta en el diseño estructural del muro de contención arriostrado, donde el material llega a sufrir deformaciones y para controlar las diferentes fallas que podrían afectar la estructura del muro arriostrado, como la flexión y las cortantes, se reforzaron adicionalmente por flexión: en el muro

principal de  $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ " @0.25m, muro menor de  $\varnothing 1$ " @0.25m, losa de cimentación de  $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ " @0.20m y en la viga de conexión de 2  $\varnothing 1$ " tanto para el momento positivo y negativo, y por cortante: en la losa de cimentación son 20 [ ] $\varnothing 1/2$ " @0.30m y en la viga de conexión [ ] $\varnothing 3/8$ " : 1@0.05m, 10@0.10m, 5@ 0.15, Rto @0.25m.

- 4.- El coeficiente sísmico influye en el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal del muro de contención arriostrado, sobre la interacción suelo-estructura, sobre el muro principal y muro menor, que para nuestro caso de acuerdo a la ubicación es 0.27 g considerando periodos de retorno de 1000 años y una vida útil de 75 años.

## RECOMENDACIONES

- 1.- Se recomienda aumentar las dimensiones de los elementos estructurales del muro arriostrado a medida que varían las diferentes alturas que se requiere.
- 2.- Se recomienda que, en los análisis de las estructuras de muro arriostrado, se coloque un relleno en la parte del muro menor, el cual generaría un empuje pasivo, ya que ayudaría considerablemente en la estabilidad del muro.
- 3.- Se recomienda colocar estribos antes de empezar a variar las dimensiones de la sección del muro a medida que vemos que falla por cortante.
- 4.- Se recomienda variar los rellenos sobre la estructura del muro menor para poder contrarrestar los efectos sísmicos a medida que varía la aceleración sísmica.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AASHTO (2012). AASHTO LRFD bridge design specifications, sixth edition. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
2. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). Manual de diseño de puentes. Perú: MTC.
3. Instituto de la Construcción y Gerencia. (2013). Manual de Diseño de Puentes. Perú: ICG.
4. Instituto de la Construcción y Gerencia. (2006). Diseño en Concreto Armado. Perú: ICG.
5. Kenneth M. Leet, Chia-Ming Uang. (2006). Fundamentos del Análisis Estructural. México: 2006.
6. Mc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén. (2010). Puentes-con AASHTO-LRFD 2010. Perú: 5ta Edición.

## COPIAS Y APUNTES DE CLASE

1. Curso de puentes, Ph. D. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed  
Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru -2014.
2. Curso de Diseño Sismoresistente, Ing. Néstor Cárdenas Sánchez  
Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru -2014.
3. Curso de Cimentaciones, Dr. Ing. Andres Pantoja Marín  
Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru -2014.
4. Curso de Concreto Armado, Dr. Ing. Andres Pantoja Marín  
Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru -2013.
5. Curso de Análisis Estructural, Dr. Ing. Andres Pantoja Marín  
Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru -2013.
6. Curso de Estática del Cuerpo Rígido, Ing. Felipe Durand López  
Universidad Peruana los Andes, Sede Lima, Peru -2011.

## TESIS

1. Tesis, Pontificia Universidad Católica del Perú, Análisis de la Influencia de la Variabilidad de los Parámetros Geotécnicos en el Diseño Geotécnico de muros de contención, Utilizando el Método Monte Carlo, 2013, Rubén Vargas.
2. Tesis, Universidad Industrial de Santander, Diseño y Construcción de Túneles falsos para el control de caídas de roca, 2005, Autor Albert Reyes y Mauricio Alfredo.
3. Tesis, Universidad Austral de Chile, Diseño de Muros de Contención sector la Aguada comuna de Corral, 2009, Susana Martínez.

**ANEXO 1**

---

MATRIZ DE CONSISTENCIA

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO”**

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLE	METODOLOGÍA
<p><b>PROBLEMA GENERAL:</b></p> <p>¿Cómo será el diseño estructural del muro de contención arriostrado para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+015-13+045, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash?</p> <p><b>PROBLEMAS ESPECÍFICOS:</b></p> <p>a) ¿Cómo influye las propiedades físicas y mecánicas del suelo en el diseño estructural del muro de contención arriostrado?</p> <p>b) ¿Cuál es el límite de fluencia del acero en el diseño estructural del muro de contención arriostrado?</p> <p>c) ¿Cuál es el coeficiente sísmico en el diseño estructural del muro de contención arriostrado?</p>	<p><b>OBJETIVO GENERAL:</b></p> <p>Evaluar el diseño estructural del muro de contención arriostrado para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+015-13+045, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash.</p> <p><b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</b></p> <p>a) Determinar cómo influye las propiedades físicas y mecánicas del suelo en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.</p> <p>b) Calcular el límite de fluencia del acero en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.</p> <p>c) Establecer el coeficiente sísmico en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.</p>	<p><b>HIPÓTESIS GENERAL:</b></p> <p>La evaluación del diseño estructural del muro de contención arriostrado insidira para optimizar el volumen de corte excesivo en el km 13+015-13+045, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash.</p> <p><b>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS:</b></p> <p>a) Las propiedades físicas y mecánicas del suelo influyen para evaluar los asentamientos del muro de contención arriostrado.</p> <p>b) El límite de fluencia del acero influye en la determinación de la deformación elástica a tener en cuenta en el diseño estructural del muro de contención arriostrado.</p> <p>c) El coeficiente sísmico influye en el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal del muro de contención arriostrado.</p>	<p><b>VARIABLE INDEPENDIENTE:</b></p> <p>Muro de contención arriostrado</p> <p>✓ Propiedades físicas y mecánicas.          ✓ Límite de fluencia del acero.          ✓ El coeficiente sísmico.</p> <p><b>VARIABLE DEPENDIENTE:</b></p> <p>Volumen de corte excesivo</p> <p>✓ Longitud de corte          ✓ Altura de corte</p>	<p><b>MÉTODO DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>Método científico</p> <p><b>TIPO DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>Aplicado</p> <p><b>NIVEL DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>Descriptivo - explicativo</p> <p><b>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>Experimental</p> <p><b>POBLACIÓN:</b></p> <p>Carretera Pallasca – Mollepata – Ancash, en una longitud de 30 km.</p> <p><b>MUESTRA:</b></p> <p>El tipo de muestreo es no aleatorio. La muestra está dada por la progresiva 13+015 al 13+045, de la carretera Pallasca – Mollepata – Ancash.</p>

***ANEXO 2***

---

PESO UNITARIO COMPACTO

SOLICITANTE : JNR Consultores S.A. PROYECTO : Estudio definitivo del Proyecto "Rehabilitación y mejoramiento de la carretera Pallasca-Mollepata-Mollebamba-Santiago de Chuco-Emp. Ruta 10, Tramo Mollepata-Pallasca

DIRECCIÓN : Ca. Roca de Vergallo 153-155 Magdalena del Mar UBICACIÓN : Pallasca, Ancash - Mollepata, La Libertad

FECHA DE RECEPCIÓN : Lima, 21 de octubre del 2015 FECHA DE EMISIÓN : Lima, 04 de noviembre del 2015

**REFERENCIAS DE LA PRUEBA**

IDENTIFICACIÓN : Derrubios - Talud Superior COORDENADAS UTM : 175632.00 E - 9091700.00 N  
 Km: 14+100 - 14+600 / Prof.: -1.80m PRESENTACIÓN : 01 Saco de polipropileno

DESCRIPCIÓN : Grava limosa arcillosa con arena CANTIDAD : 30 kg. aprox.

**MTC E 203 - 2000 MÉTODO DE PRUEBA ESTANDAR PARA LA DENSIDAD APARENTE ("PESO DE LA UNIDAD") Y LOS VACÍOS EN EL AGREGADO**

IDENTIFICACIÓN	PESO UNITARIO SUELTO (kg/m <sup>3</sup> )	PESO UNITARIO COMPACTADO (kg/m <sup>3</sup> )
GLOBAL	1,652	1,857

Referencia:

ASTM C 29/C 29 M - 09 Standard test method for bulk density ("unit weight") and voids in aggregate.

***ANEXO 3***

---

CAPACIDAD ADMISIBLE

N°	Ubicación:		Dimensiones			Tipo de Material	SUCS	Ensayos				Estruct.	Factores de Capacidad Carga			Capacidad de Carga Última según Terzaghi				
	Progresiva (km)		Long.	Alto	Áncho			γ	C	φ	φ		Nc	Nq	Ny	Df	Contribuciones			Q adm
	Inicio	Final	(m)					(kg/m <sup>3</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(°)	(Rad)						(m)	CNc	qNq	1/2*γ*B*Ny
<b>H= 15.00 m. de alto.</b>																				
1	13 + 915.00	13 + 930.00	15.00	15.00	7.50	SUELO	SM-SC	1652.0	0.125	28.2	0.4922	MURO	26.2	15.1	17.21	1.20	3.275	2.984	10.662	5.6
1	13 + 930.00	13 + 945.00	15.00	15.00	7.50	SUELO	SM-SC	1652.0	0.125	28.2	0.4922	MURO	26.2	15.1	17.21	1.20	3.275	2.984	10.662	5.6

***ANEXO 4***

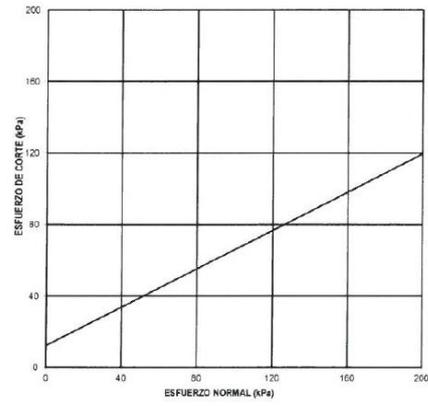
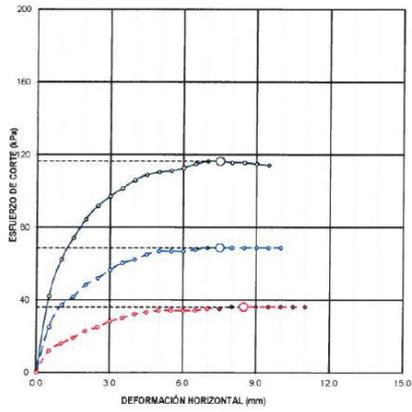
---

ANGULO DE FRICCIÓN

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

IDENTIFICACIÓN : Derrubios - Talud Superior

DESCRIPCIÓN : Arena limosa - arcillosa



RESULTADOS DE ENSAYO			
COHESIÓN (kPa)	12.3	ANGULO DE FRICCIÓN (°)	26.2
COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	0.125		

***ANEXO 5***

---

DETERMINACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

## DETERMINACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

Se ha determinado el peligro sísmico en el área de estudio utilizando metodología e información pertinente disponibles en la literatura. Se ha utilizado el programa de cómputo Risk desarrollado por McGuire (1976), con datos de la ley de atenuación de aceleraciones de Casaverde y Vargas (1980) para los sismos de subducción y de McGuire (1974) para los sismos continentales. Se ha utilizado las fuentes sismogénicas y parámetros de recurrencia determinados por Castillo (1993). Se emplearon las siguientes coordenadas geográficas para la carretera en estudio.

UBICACIÓN	UTM		GRADOS DECIMALES	
Inicio: Pallasca	18L 169830.87 E	9086369.02 S	-8.25 latitud	-77.99 longitud
Final: Mollepata	18L 174767.97 E	9093233.29 S	-8.19 latitud	-77.95 longitud

Presentamos las corridas del programa Risk mostrando los resultados para la carretera Pallasca - Mollepata

El peligro sísmico anual se presenta para períodos de retorno de 30, 50, 100, 200, 400, 475 y 1000 años.

### Parámetros de Selección

ZONA	AREA DE INFLUENCIA (°)		
Carretera Pallasca - Mollepata	Período Años	Rango de Magnitud mb	Nº de Eventos
	1960 - 2014	>=4.0	1750



GROSS SOURCE	1	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-80.29	2.00	-78.32	2.00
GROSS SOURCE	1	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.39	-0.97	-79.65	-1.21
GROSS SOURCE	1	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.52	-2.39	-80.19	-2.50
GROSS SOURCE	2	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-82.00	-3.39	-80.17	-3.45
GROSS SOURCE	2	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-82.00	-6.83	-80.67	-5.42
GROSS SOURCE	2	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.17	-9.00	-79.27	-7.90
GROSS SOURCE	3	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.17	-9.00	-79.27	-7.90
GROSS SOURCE	3	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
GROSS SOURCE	4	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.17	-9.00	-79.27	-7.90
GROSS SOURCE	4	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
GROSS SOURCE	5	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
GROSS SOURCE	5	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53
GROSS SOURCE	6	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
GROSS SOURCE	6	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53
GROSS SOURCE	7	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53
GROSS SOURCE	7	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-71.85	-19.87	-69.21	-19.00
GROSS SOURCE	7	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-71.85	-22.00	-69.21	-22.00
GROSS SOURCE	8	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-78.73	2.00	-76.00	1.82
GROSS SOURCE	8	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.00	-0.67	-79.59	-2.55
GROSS SOURCE	8	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.00	-3.07	-79.20	-3.07
GROSS SOURCE	9	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.00	-3.07	-79.20	-3.07
GROSS SOURCE	9	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-81.93	-5.73	-78.60	-4.00
GROSS SOURCE	9	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-79.80	-8.13	-77.17	-6.53
GROSS SOURCE	10	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-79.80	-8.13	-77.17	-6.53
GROSS SOURCE	10	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46
GROSS SOURCE	11	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46
GROSS SOURCE	11	SUBSOURCE	COORDINATE	DATA	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40

GROSS SOURCE 12	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
GROSS SOURCE 12	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.86	-18.80	-68.93	-15.73
GROSS SOURCE 12	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.38	-22.00	-67.98	-22.00
GROSS SOURCE 13	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
GROSS SOURCE 13	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.86	-18.80	-68.93	-15.73
GROSS SOURCE 13	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.38	-22.00	-67.98	-22.00
GROSS SOURCE 14	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
GROSS SOURCE 14	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.86	-18.80	-68.93	-15.73
GROSS SOURCE 14	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.38	-22.00	-67.98	-22.00
GROSS SOURCE 15	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-79.59	-2.55	-77.50	- .73
GROSS SOURCE 15	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-78.60	-4.00	-75.51	-2.06
GROSS SOURCE 15	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
GROSS SOURCE 16	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-79.59	-2.55	-77.50	- .73
GROSS SOURCE 16	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-78.60	-4.00	-75.51	-2.06
GROSS SOURCE 16	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
GROSS SOURCE 17	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
GROSS SOURCE 17	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.86	-12.46	-72.03	-11.13
GROSS SOURCE 18	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
GROSS SOURCE 18	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.86	-12.46	-72.03	-11.13
GROSS SOURCE 19	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-72.31	-6.67	-71.00	-6.33
GROSS SOURCE 19	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-71.14	-11.30	-69.69	-10.93
GROSS SOURCE 1	SUBSOURCE	1 EXACT AREA	72672.0			
GROSS SOURCE 1	SUBSOURCE	2 EXACT AREA	26429.0			
GROSS SOURCE 1		TOTAL AREA	99101.1			
GROSS SOURCE 2	SUBSOURCE	1 EXACT AREA	50581.4			
GROSS SOURCE 2	SUBSOURCE	2 EXACT AREA	63213.4			
GROSS SOURCE 2		TOTAL AREA	113794.9			
GROSS SOURCE 3	SUBSOURCE	1 EXACT AREA	155885.0			

GROSS SOURCE 3	TOTAL AREA	155885.0
GROSS SOURCE 4	1 EXACT AREA	155885.0
GROSS SOURCE 4	TOTAL AREA	155885.0
GROSS SOURCE 5	1 EXACT AREA	77900.9
GROSS SOURCE 5	TOTAL AREA	77900.9
GROSS SOURCE 6	1 EXACT AREA	77900.9
GROSS SOURCE 6	TOTAL AREA	77900.9
GROSS SOURCE 7	1 EXACT AREA	89404.0
GROSS SOURCE 7	2 EXACT AREA	78312.1
GROSS SOURCE 7	TOTAL AREA	167716.1
GROSS SOURCE 8	1 EXACT AREA	127405.3
GROSS SOURCE 8	2 EXACT AREA	20681.6
GROSS SOURCE 8	TOTAL AREA	148086.8
GROSS SOURCE 9	1 EXACT AREA	55030.6
GROSS SOURCE 9	2 EXACT AREA	126747.6
GROSS SOURCE 9	TOTAL AREA	181778.2
GROSS SOURCE 10	1 EXACT AREA	259880.0
GROSS SOURCE 10	TOTAL AREA	259880.0
GROSS SOURCE 11	1 EXACT AREA	136109.9
GROSS SOURCE 11	TOTAL AREA	136109.9
GROSS SOURCE 12	1 EXACT AREA	115848.7
GROSS SOURCE 12	2 EXACT AREA	132162.7
GROSS SOURCE 12	TOTAL AREA	248011.4
GROSS SOURCE 13	1 EXACT AREA	115848.7
GROSS SOURCE 13	2 EXACT AREA	132162.7
GROSS SOURCE 13	TOTAL AREA	248011.4
GROSS SOURCE 14	1 EXACT AREA	115848.7



LIST OF EXAMINED INTENSITIES 3.91 5.01 5.70 5.99 6.21 6.40 6.55 6.68 6.80 6.91

RISKS DESIRED .0333 .0200 .0100 .0050 .0025 .0021 .0010 .0000

ATTENUATION DATA

C1 C2 C3 SIGMA RZERO RONE AAA BBB

4.23 .80 -1.00 .70 25.00 .00 1000000.00 .00

NO. OF GROSS SOURCES 19

NO. OF SUBSOURCES IN GROSS SOURCES 2 2 1 1 1 2 2 2 2 2 1 1 1 1 1

GROSS SOURCE	L/S	COEF	M0	M1	BETA	RATE/YR	FDEPTH
1	0	1.00	4.80	8.10	2.5100	1.4900	50.0000
2	0	1.00	4.80	7.90	2.6000	3.2800	40.0000
3	0	.50	4.80	8.00	3.1400	6.4300	30.0000
4	0	.50	4.80	8.00	3.1400	6.4300	60.0000
5	0	.50	4.80	8.20	3.2400	3.7900	40.0000
6	0	.50	4.80	8.20	3.2400	3.7900	60.0000
7	0	1.00	4.80	8.20	2.8800	3.9500	60.0000
8	0	1.00	4.90	6.90	2.5200	.1800	100.0000
9	0	1.00	4.90	6.50	4.7500	.8600	100.0000
10	0	1.00	4.90	7.20	2.6900	1.6400	100.0000
11	0	1.00	4.90	7.20	3.7600	3.0900	115.0000
12	0	.33	4.90	7.50	3.6900	12.8200	90.0000
13	0	.33	4.90	7.50	3.6900	12.8200	125.0000
14	0	.33	4.90	7.50	3.6900	12.8200	160.0000
15	0	.50	4.90	7.50	2.2900	2.4300	110.0000
16	0	.50	4.90	7.50	2.2900	2.4300	180.0000
17	0	.50	4.90	7.00	3.3300	2.8700	120.0000
18	0	.50	4.90	7.00	3.3300	2.8700	160.0000
19	0	1.00	4.90	7.50	1.6900	.7500	610.0000
(BACKGROUND)	0	.00	.00	.00	.0000	.0000	.0000

INDICADOR DE COORDENADAS = 1

0=CARTESIANAS, 1=GEOGRAFICAS

GROSS SOURCE	1	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-80.29	2.00	-78.32	2.00
GROSS SOURCE	1	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.39	-.97	-79.65	-1.21
GROSS SOURCE	1	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.52	-2.39	-80.19	-2.50

GROSS SOURCE	2	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-82.00	-3.39	-80.17	-3.45
GROSS SOURCE	2	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-82.00	-6.83	-80.67	-5.42
GROSS SOURCE	2	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.17	-9.00	-79.27	-7.90
GROSS SOURCE	3	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.17	-9.00	-79.27	-7.90
GROSS SOURCE	3	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
GROSS SOURCE	4	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.17	-9.00	-79.27	-7.90
GROSS SOURCE	4	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
GROSS SOURCE	5	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
GROSS SOURCE	5	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53
GROSS SOURCE	6	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
GROSS SOURCE	6	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53
GROSS SOURCE	7	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53
GROSS SOURCE	7	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-71.85	-19.87	-69.21	-19.00
GROSS SOURCE	7	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-71.85	-22.00	-69.21	-22.00
GROSS SOURCE	8	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-78.73	2.00	-76.00	1.82
GROSS SOURCE	8	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.00	-.67	-79.59	-2.55
GROSS SOURCE	8	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.00	-3.07	-79.20	-3.07
GROSS SOURCE	9	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.00	-3.07	-79.20	-3.07
GROSS SOURCE	9	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-81.93	-5.73	-78.60	-4.00
GROSS SOURCE	9	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-79.80	-8.13	-77.17	-6.53
GROSS SOURCE	10	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-79.80	-8.13	-77.17	-6.53
GROSS SOURCE	10	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46
GROSS SOURCE	11	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46
GROSS SOURCE	11	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
GROSS SOURCE	12	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
GROSS SOURCE	12	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.86	-18.80	-68.93	-15.73
GROSS SOURCE	12	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.38	-22.00	-67.98	-22.00
GROSS SOURCE	13	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40

GROSS SOURCE 13	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.86	-18.80	-68.93	-15.73
GROSS SOURCE 13	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.38	-22.00	-67.98	-22.00
GROSS SOURCE 14	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
GROSS SOURCE 14	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.86	-18.80	-68.93	-15.73
GROSS SOURCE 14	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-70.38	-22.00	-67.98	-22.00
GROSS SOURCE 15	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-79.59	-2.55	-77.50	-.73
GROSS SOURCE 15	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-78.60	-4.00	-75.51	-2.06
GROSS SOURCE 15	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
GROSS SOURCE 16	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-79.59	-2.55	-77.50	-.73
GROSS SOURCE 16	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-78.60	-4.00	-75.51	-2.06
GROSS SOURCE 16	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
GROSS SOURCE 17	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
GROSS SOURCE 17	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.86	-12.46	-72.03	-11.13
GROSS SOURCE 18	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
GROSS SOURCE 18	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-73.86	-12.46	-72.03	-11.13
GROSS SOURCE 19	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-72.31	-6.67	-71.00	-6.33
GROSS SOURCE 19	SUBSOURCE	COORDINATE DATA	-71.14	-11.30	-69.69	-10.93
GROSS SOURCE 1	SUBSOURCE	1 EXACT AREA	72672.0			
GROSS SOURCE 1	SUBSOURCE	2 EXACT AREA	26429.0			
GROSS SOURCE 1		TOTAL AREA	99101.1			
GROSS SOURCE 2	SUBSOURCE	1 EXACT AREA	50581.4			
GROSS SOURCE 2	SUBSOURCE	2 EXACT AREA	63213.4			
GROSS SOURCE 2		TOTAL AREA	113794.9			
GROSS SOURCE 3	SUBSOURCE	1 EXACT AREA	155885.0			
GROSS SOURCE 3		TOTAL AREA	155885.0			
GROSS SOURCE 4	SUBSOURCE	1 EXACT AREA	155885.0			
GROSS SOURCE 4		TOTAL AREA	155885.0			

GROSS SOURCE	5	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	77900.9
GROSS SOURCE	5	TOTAL AREA		77900.9	
GROSS SOURCE	6	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	77900.9
GROSS SOURCE	6	TOTAL AREA		77900.9	
GROSS SOURCE	7	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	89404.0
GROSS SOURCE	7	SUBSOURCE	2	EXACT AREA	78312.1
GROSS SOURCE	7	TOTAL AREA		167716.1	
GROSS SOURCE	8	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	127405.3
GROSS SOURCE	8	SUBSOURCE	2	EXACT AREA	20681.6
GROSS SOURCE	8	TOTAL AREA		148086.8	
GROSS SOURCE	9	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	55030.6
GROSS SOURCE	9	SUBSOURCE	2	EXACT AREA	126747.6
GROSS SOURCE	9	TOTAL AREA		181778.2	
GROSS SOURCE	10	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	259880.0
GROSS SOURCE	10	TOTAL AREA		259880.0	
GROSS SOURCE	11	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	136109.9
GROSS SOURCE	11	TOTAL AREA		136109.9	
GROSS SOURCE	12	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	115848.7
GROSS SOURCE	12	SUBSOURCE	2	EXACT AREA	132162.7
GROSS SOURCE	12	TOTAL AREA		248011.4	
GROSS SOURCE	13	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	115848.7
GROSS SOURCE	13	SUBSOURCE	2	EXACT AREA	132162.7
GROSS SOURCE	13	TOTAL AREA		248011.4	
GROSS SOURCE	14	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	115848.7
GROSS SOURCE	14	SUBSOURCE	2	EXACT AREA	132162.7
GROSS SOURCE	14	TOTAL AREA		248011.4	
GROSS SOURCE	15	SUBSOURCE	1	EXACT AREA	79081.9
GROSS SOURCE	15	SUBSOURCE	2	EXACT AREA	105348.2



**CUADROS RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS CORRIDAS DEL PROGRAMA  
RISK**

<b>Pallasca</b>						
Periodo Retorno (Años)	50	100	200	400	475	1000
Intensidad	5.14	5.32	5.50	5.69	5.73	5.92
Antilogaritmo	170.16	204.44	245.61	295.09	308.56	372.22
Aceleración Max	0.174	0.209	0.251	0.301	0.315	0.380
<b>Mollepata</b>						
Periodo Retorno (Años)	50	100	200	400	475	1000
Intensidad	5.13	5.31	5.49	5.68	5.72	5.91
Antilogaritmo	168.47	202.39	243.14	292.09	305.55	368.52
Aceleración Max	0.172	0.207	0.248	0.298	0.312	0.376

La selección del movimiento sísmico de diseño depende del tipo de obra, se considera períodos de retorno de 475 años para el sismo de diseño, que corresponde a estructuras con una vida útil de 50 años y un nivel de excedencia del valor propuesto del 10%. Lo anterior significa que en la localidad en estudio la aceleración máxima del sismo de diseño será el promedio de 0.315g y 0.312g, teniendo como resultado 0.313g, para un periodo de retorno de 475 años.

Sin embargo para el caso específico de Puentes, de acuerdo a la norma AASHTO 2,012 los puentes se deberán calcular para un 7% probabilidad de excedencia en 75 años lo que corresponde a 1,000 años de periodos de retorno, entonces el promedio de 0.380 y 0.376 será 378g para un periodo de retorno de 1,000 años.

Es pertinente considerar una aceleración efectiva en vez del instrumental pico, aplicando una reducción del valor de la aceleración, en el orden del

50% para los casos de análisis pseudoestático de muros y taludes; y de 30% para el caso de análisis pseudoestático de Puentes y Túneles.

Por lo tanto, la aceleración efectiva para Muros y taludes es de 0.16 g para periodos de retorno 475 años y para el caso de Puentes y Túneles es 0.27g, el coeficiente sísmico para el diseño estará expresado en términos del período de la estructura y del período predominante del suelo.

La respuesta estructural de las obras de ingeniería derivada por métodos espectrales deberá considerar, a partir de los valores de aceleración propuestos, la amplificación estructural y las reducciones por ductilidad, amortiguamiento y los coeficientes de seguridad de diseño. Los valores de aceleración de diseño corresponden a suelo firme y no reflejan la amplificación local del suelo, en caso de existir.

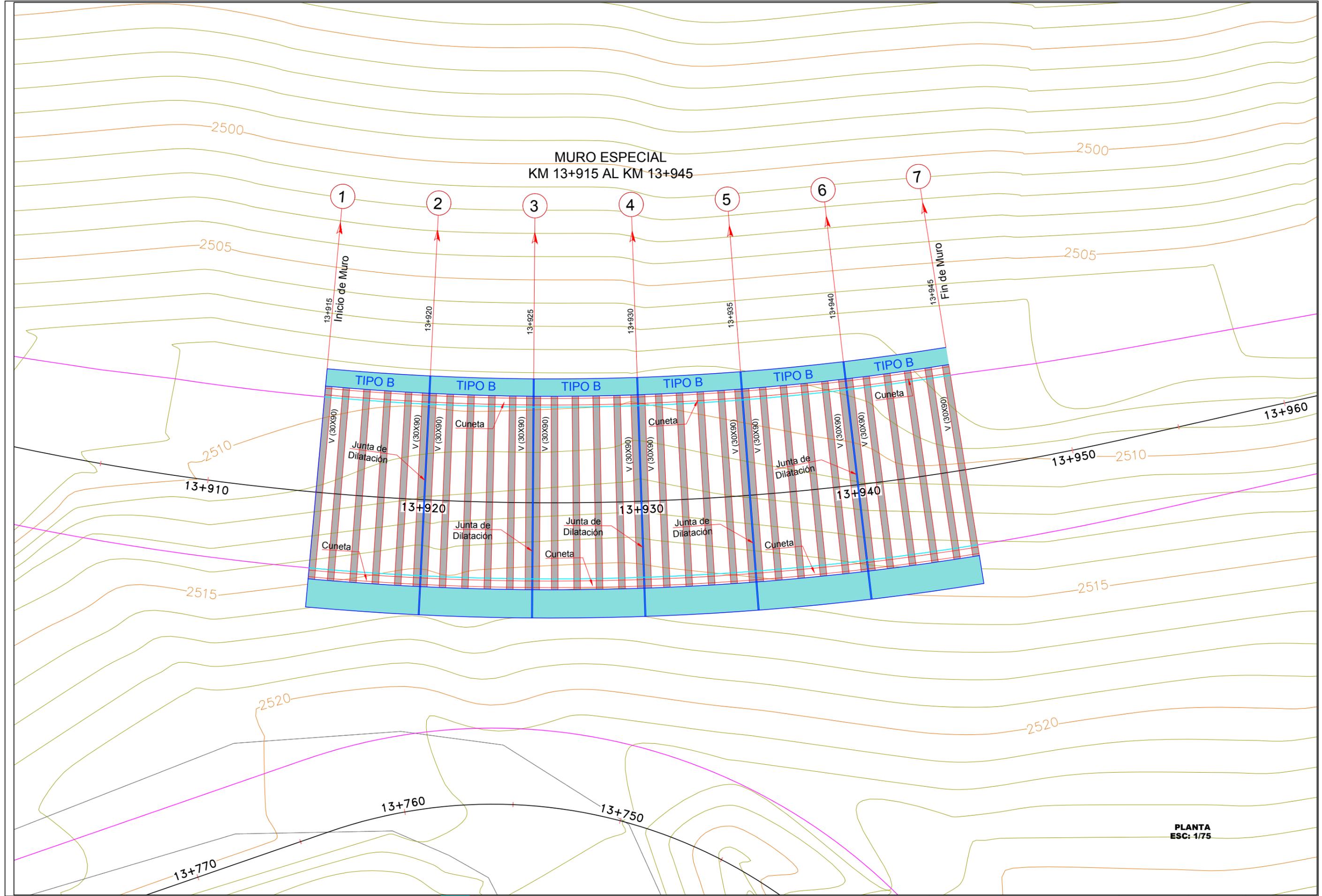
Aceleración máxima de diseño: 0.313g para periodos de retorno de 475 años y 0.378g para periodos de retorno de 1, 000 años.

La aceleración Efectiva de diseño considerando una vida útil de 50 años, para Taludes y Muros es de 0.16g y para Puentes, muros y Túneles, considerando periodos de retorno de 1000 años y vida útil de 75 años será de 0.27g.

***ANEXO 6***

---

PLANOS



PLANTA  
ESC: 1/75

REVISIÓN:	

**UPLA**  
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES



TÍTULO DE TESIS  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO

DESIGNACIÓN :  
MURO ESPECIAL - PLANO TOPOGRÁFICO  
TRAMO : KM 13+915 AL KM 13+945

**FACULTAD DE INGENIERIA**  
Escuela académica de Ingeniería Civil

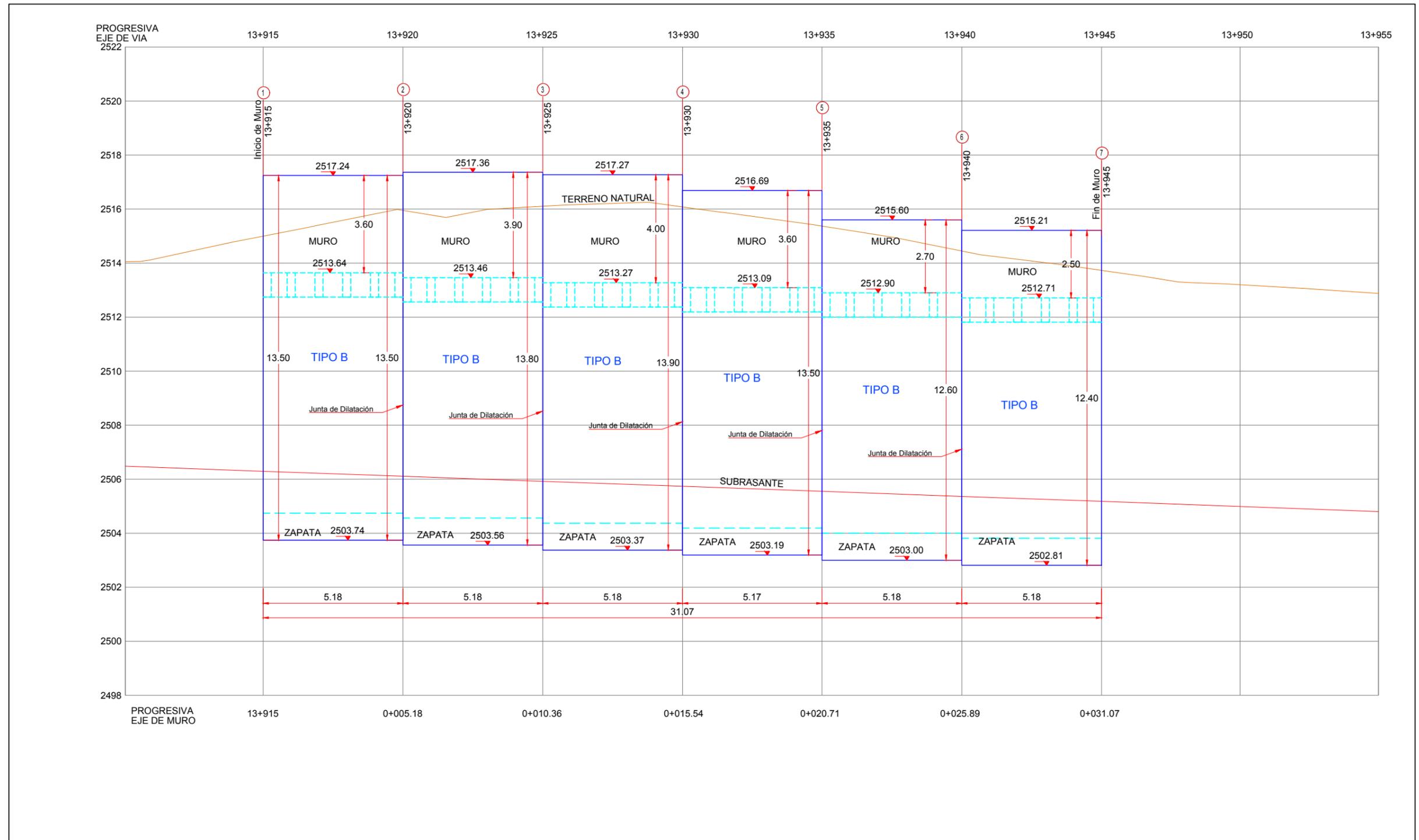
ASESOR :  
L. H. DIAZ HUIZA  
BACHILLER :  
M. A. MORAN C.

REVISADO :  
MOHAMED HADI  
DIBUJO :  
M. MORAN

ESCALA :  
INDICADA  
FECHA :  
05/18

PLANO N°  
M- ESP.  
001

MURO ESPECIAL  
KM 13+915 AL KM 13+945  
(DERECHO)



**PERFIL**  
ESC: 1/75

REVISIÓN:	

**UPLA**  
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES



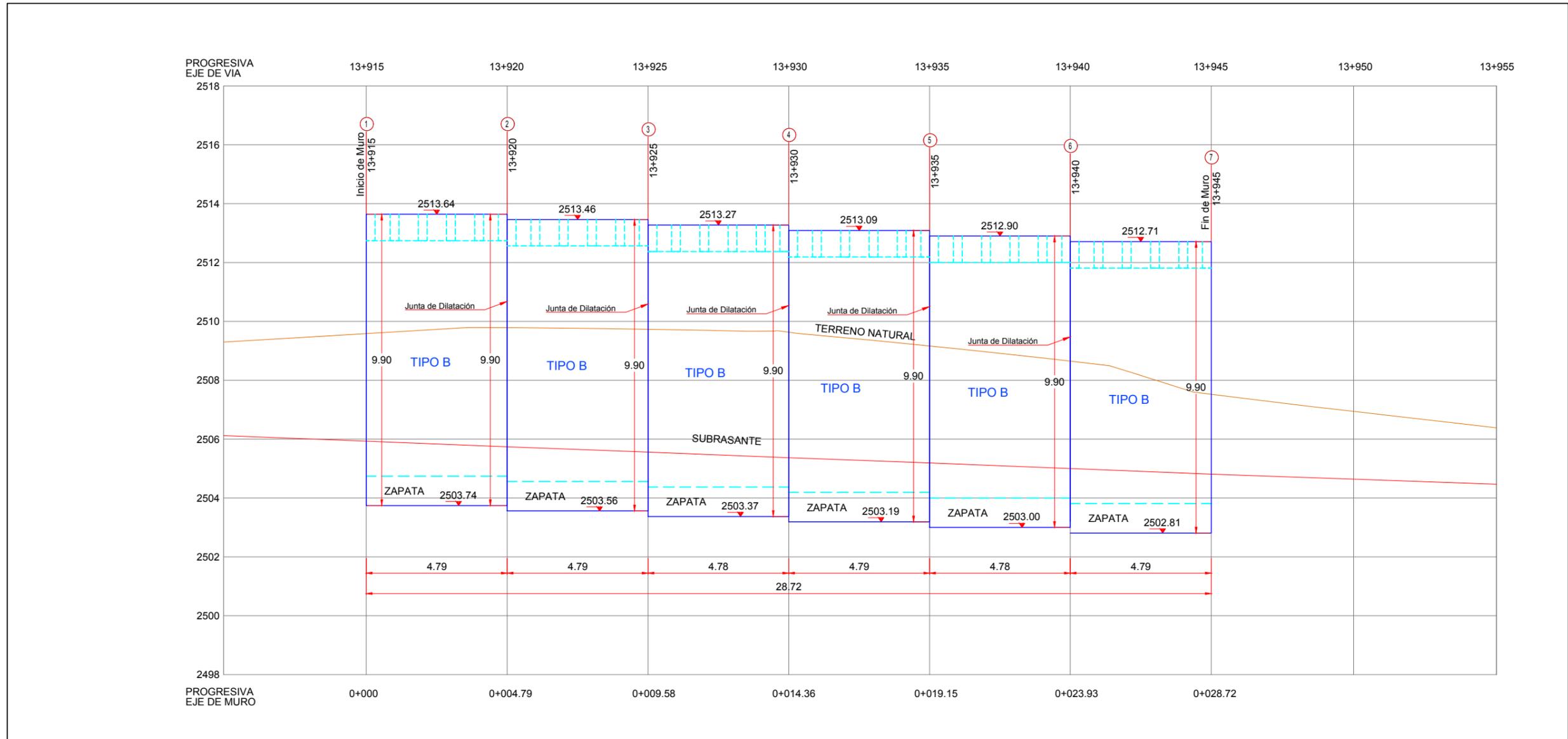
TÍTULO DE TESIS  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO

DESIGNACION :  
MURO ESPECIAL - PERFIL DERECHO  
TRAMO : KM 13+915 AL KM 13+945

**FACULTAD DE INGENIERIA**  
Escuela académica de Ingeniería Civil

ASESOR : L. H. DIAZ HUIZA	REVISADO : MOHAMED HADI	ESCALA : INDICADA	PLANO N° M- ESP.
BACHILLER : M. A. MORAN C.	DIBUJO : M. MORAN	FECHA : 05/18	002

MURO ESPECIAL  
 KM 13+915 AL KM 13+945  
 (IZQUIERDO)



**PERFIL**  
 ESC: 1/75

REVISIÓN:	

**UPLA**  
 UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES



TÍTULO DE TESIS  
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO

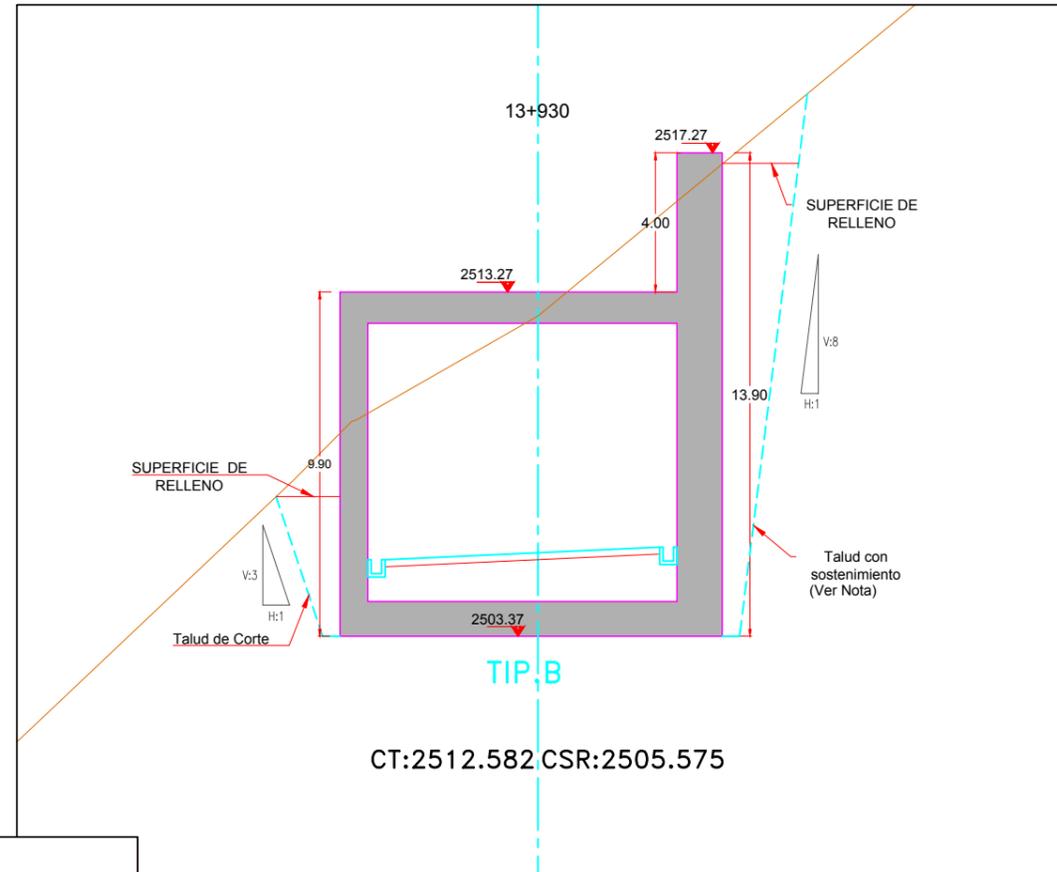
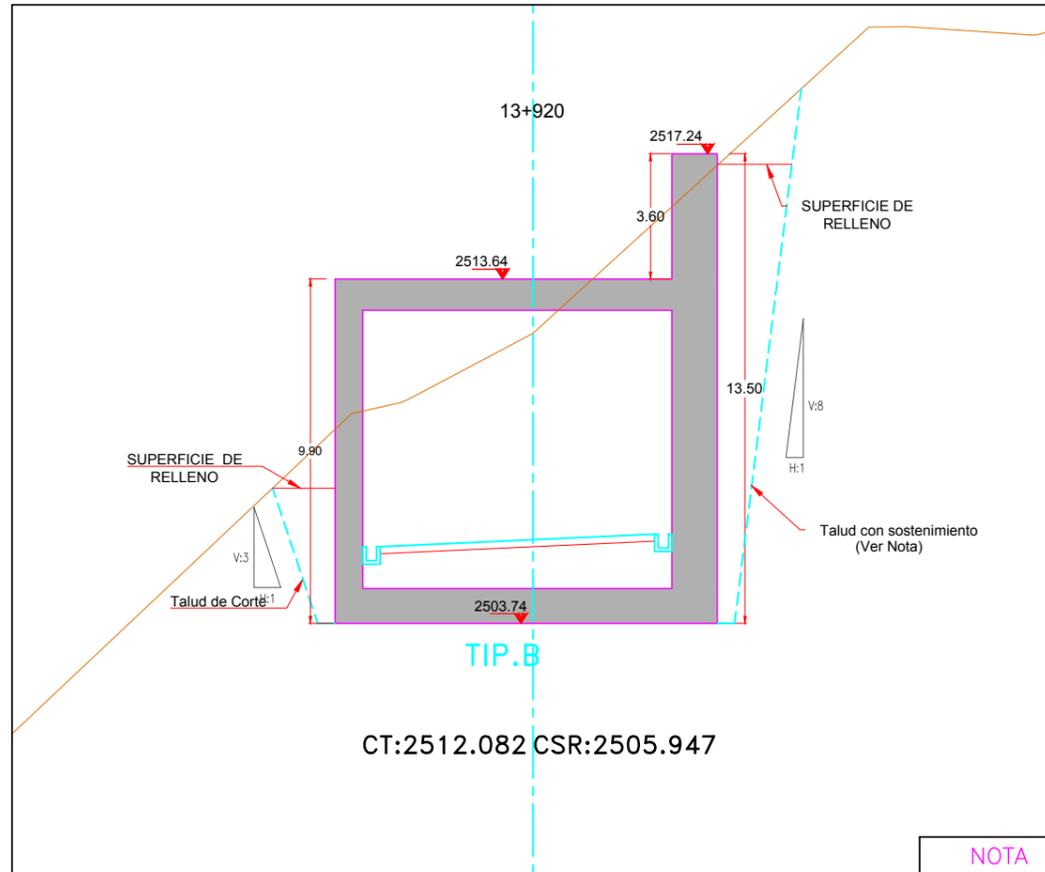
DESIGNACIÓN :  
 MURO ESPECIAL - PERFIL IZQUIERDO  
 TRAMO : KM 13+915 AL KM 13+945

**FACULTAD DE INGENIERIA**  
 Escuela académica de Ingeniería Civil

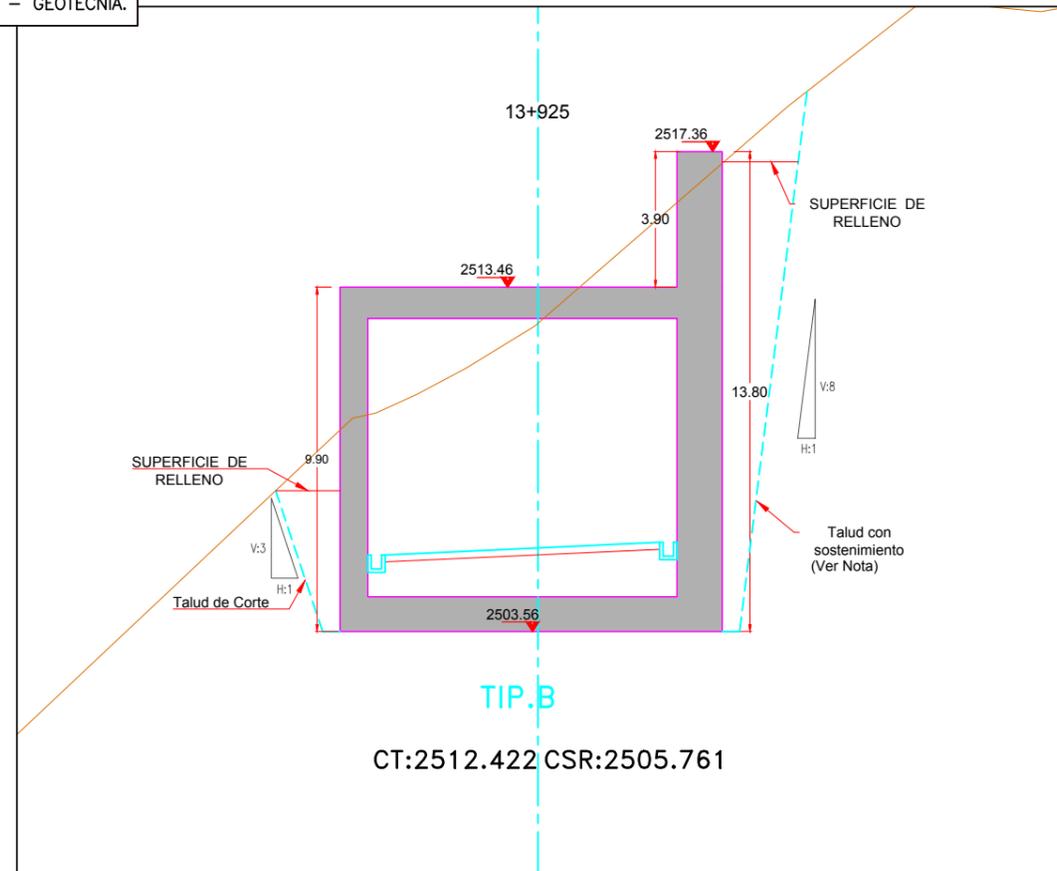
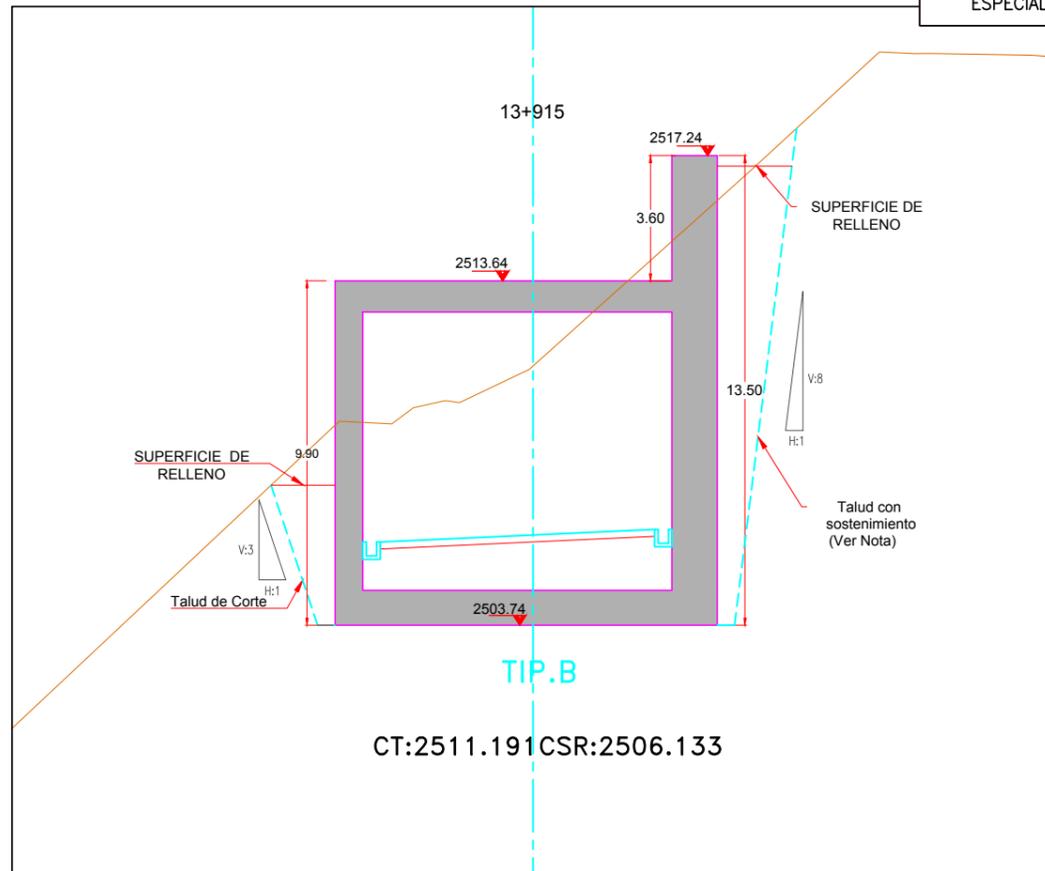
ASESOR : L. H. DIAZ HUIZA	REVISADO : MOHAMED HADI	ESCALA : INDICADA	PLANO N° M- ESP.
BACHILLER : M. A. MORAN C.	DIBUJO : M. MORAN	FECHA : 05/18	003

# SECCIONES TRANSVERSALES

1:100



**NOTA :**  
1.- LOS TALUDES DE CORTE DEL TERRENO, HAN SIDO DETERMINADOS POR LA ESPECIALIDAD DE GEOLOGÍA - GEOTECNIA.



REVISIÓN:	

**UPLA**  
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES



TÍTULO DE TESIS  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO

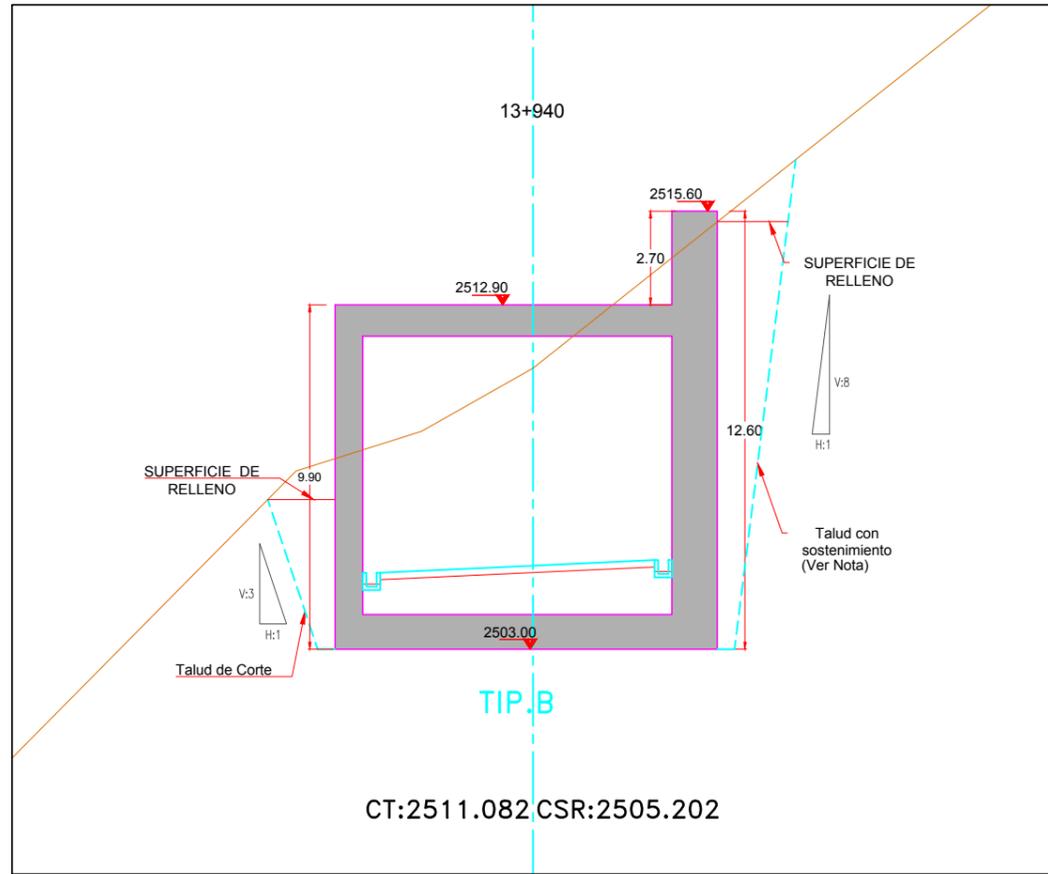
DESIGNACION :  
MURO ESPECIAL - SECCIONES  
TRAMO : KM 13+915 AL KM 13+945

**FACULTAD DE INGENIERIA**  
Escuela académica de Ingeniería Civil

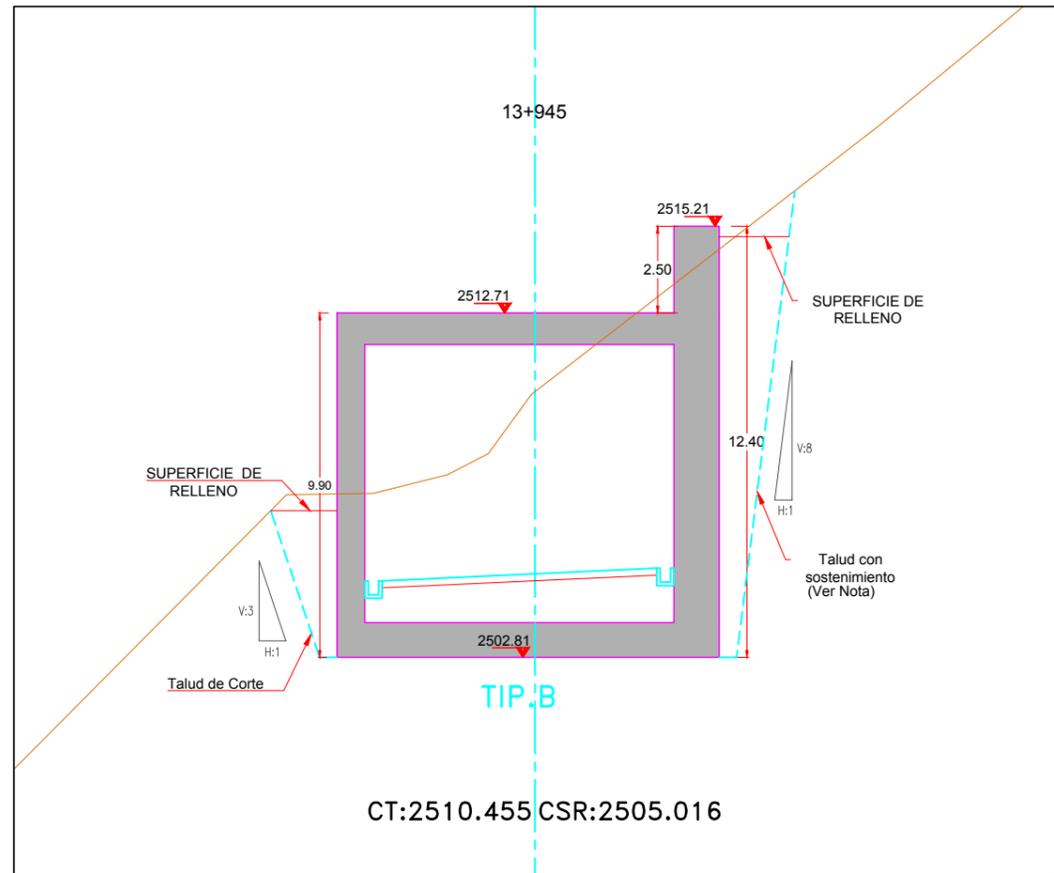
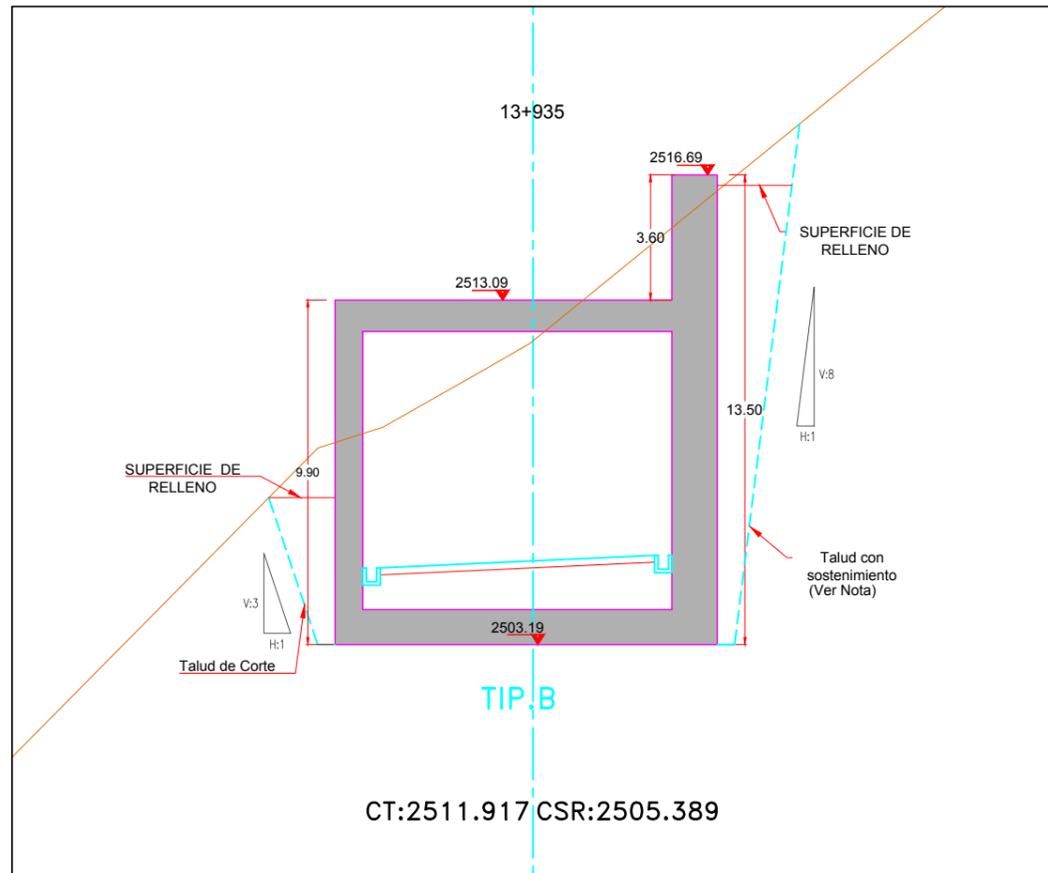
ASESOR : L. H. DIAZ HUIZA	REVISADO : MOHAMED HADI	ESCALA : INDICADA	PLANO N° M- ESP.
BACHILLER : M. A. MORAN C.	DIBUJO : M. MORAN	FECHA : 05/18	004

# SECCIONES TRANSVERSALES

1:100



**NOTA :**  
 1.- LOS TALUDES DE CORTE DEL TERRENO, HAN SIDO DETERMINADOS POR LA ESPECIALIDAD DE GEOLOGÍA - GEOTECNIA.



REVISIÓN:	

**UPLA**  
 UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES



TÍTULO DE TESIS  
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO

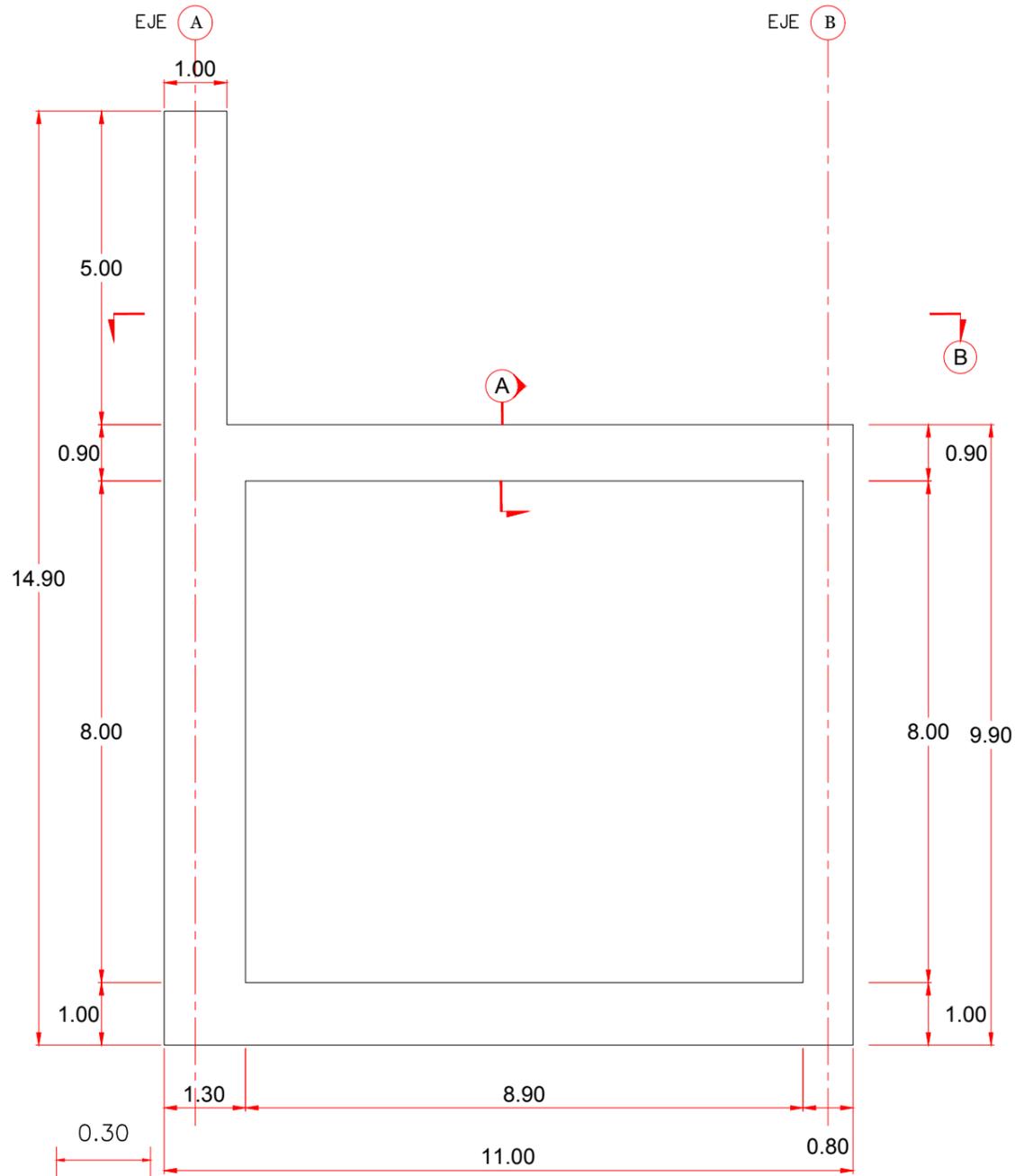
DESIGNACION :  
 MURO ESPECIAL - SECCIONES  
 TRAMO : KM 13+915 AL KM 13+945

**FACULTAD DE INGENIERIA**  
 Escuela académica de Ingeniería Civil

ASESOR :	REVISADO :	ESCALA :	PLANO N°
L. H. DIAZ HUIZA	MOHAMED HADI	INDICADA	M- ESP.
BACHILLER :	DIBUJO :	FECHA :	005
M. A. MORAN C.	M. MORAN	05/18	

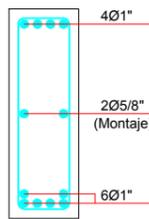
# TIPO " B "

TIPO	Hf	emp	em	ev	pv	ec	h1	e1	h2	e2	Hmp	Hmm
(m)	(m)											
B	8.00	1.30	0.80	0.30	0.90	1.00	2.50	1.00	2.50	1.00	14.90	9.90

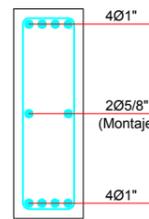


ENCOFRADO MURO ESPECIAL TIPO B

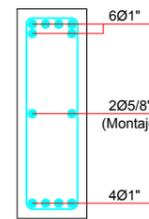
SECCION DE VIGA 30 X 120  
CORTE A-A  
ESC: 1/10



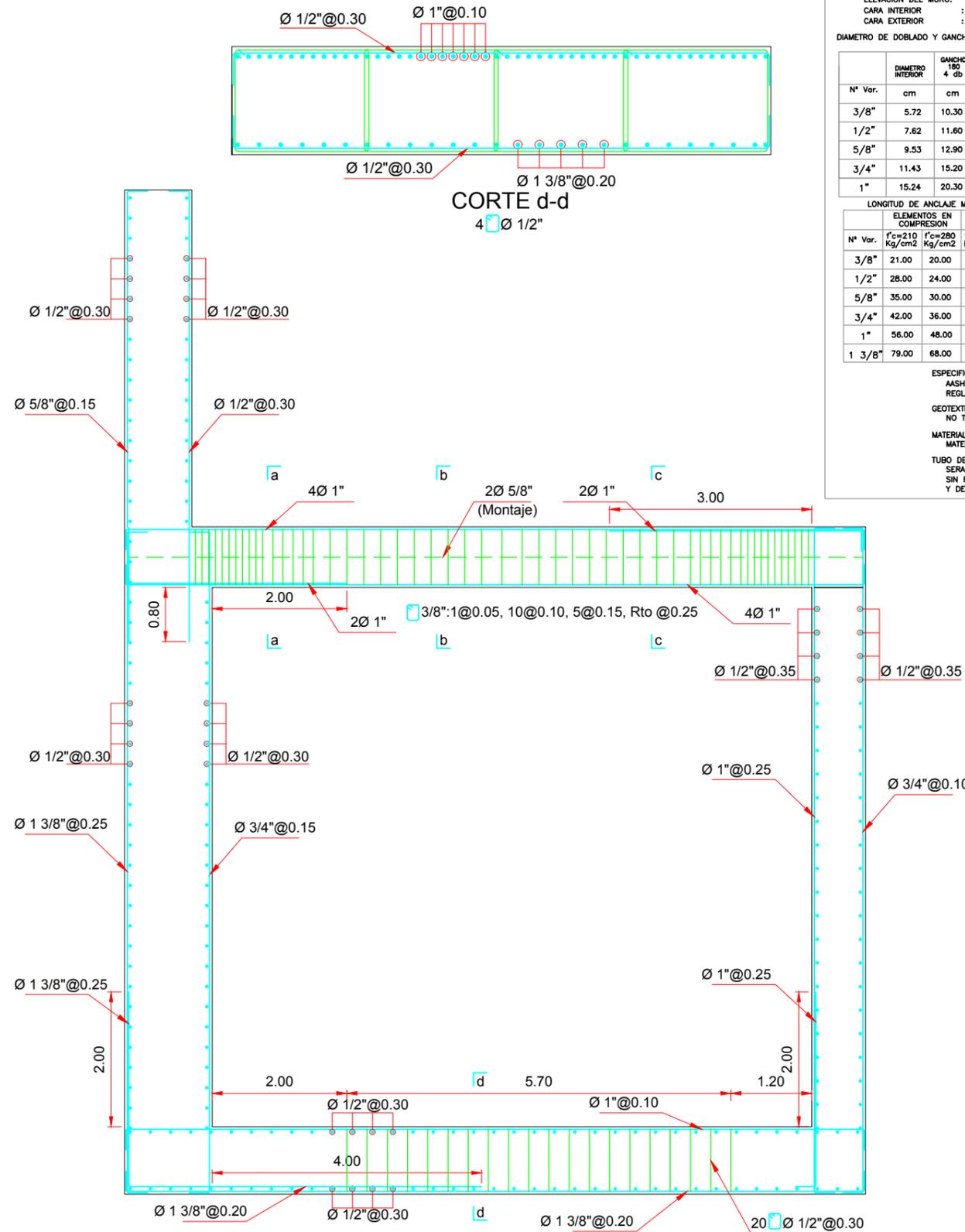
CORTE A-A  
ESC: 1/10



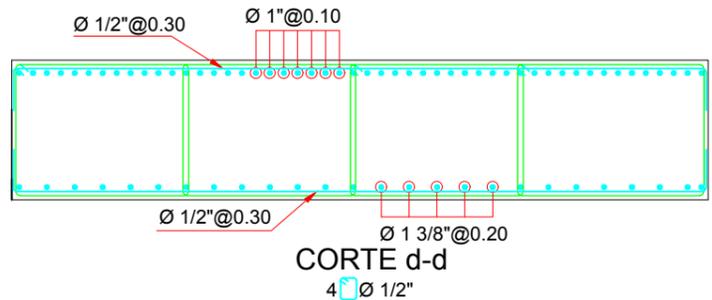
CORTE B-B  
ESC: 1/10



CORTE C-C  
ESC: 1/10



ARMADURA MURO ESPECIAL TIPO B



CORTE d-d  
4Ø1/2"

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO:  
ZAPATA DEL MURO  
PANTALLA DEL MURO  
CONCRETO SIMPLE:  
SOLADO DEL MURO

f<sub>c</sub>=280 Kg/cm<sup>2</sup>  
f<sub>c</sub>=280 Kg/cm<sup>2</sup>  
f<sub>c</sub>=140 Kg/cm<sup>2</sup>

ACERO:  
ACERO CORRUGADO (GRADO 60)  
RECURBIMIENTOS LIBRES MINIMOS:  
ZAPATA DEL MURO : 7.5cm  
ELEVACION DEL MURO : 5.0cm  
CARA INTERIOR : 5.0cm  
CARA EXTERIOR : 5.0cm

f<sub>y</sub>=4200 Kg/cm<sup>2</sup>.

DIAMETRO DE DOBLADO Y GANCHOS ESTANDAR MINIMOS

N° Var.	DIAMETRO INTERIOR	GANCHO 180 4 db	GANCHO 90 12 db	GANCHO 180
cm	cm	cm	cm	cm
3/8"	5.72	10.30	15.20	9.36
1/2"	7.62	11.60	20.30	10.31
5/8"	9.53	12.90	25.40	11.26
3/4"	11.43	15.20	30.50	---
1"	15.24	20.30	40.60	---

LONGITUD DE ANCLAJE MINIMO (cm)				LONGITUD DE EMPALME MIN (cm)					
N° Var.	ELEMENTOS EN COMPRESION	ELEMENTOS EN TRACCION	ELEMENTOS EN COMPRESION	ELEMENTOS EN TRACCION	N° Var.	ELEMENTOS EN COMPRESION	ELEMENTOS EN TRACCION		
Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>		
3/8"	21.00	20.00	33.00	33.00	3/8"	39.00	30.00	43.00	44.00
1/2"	28.00	24.00	44.00	44.00	1/2"	52.00	39.00	57.00	57.00
5/8"	35.00	30.00	55.00	55.00	5/8"	65.00	49.00	72.00	72.00
3/4"	42.00	36.00	73.00	66.00	3/4"	78.00	58.00	95.00	86.00
1"	56.00	48.00	129.00	112.00	1"	104.00	78.00	168.00	146.00
1 3/8"	79.00	68.00	244.00	212.00	1 3/8"	146.00	110.00	318.00	275.00

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:  
AASHTO LRFD 2010  
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES  
GEOTEXTIL:  
NO TEJIDO (CLASE 2, VER ESPECIFICACIONES)  
MATERIAL DE FILTRO:  
MATERIAL SELECCIONADO PARA FILTRO  
TUBO DE DRENAJE:  
SERAN DE PVC - SAP PESADO, DE 3" DE DIAMETRO  
SIN PERFORAR PARA EL CUERPO DEL MURO  
Y DE PVC - SAP 6" DE DIAMETRO PERFORADO PARA EL TALON DEL MURO

REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCION

UPLA  
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

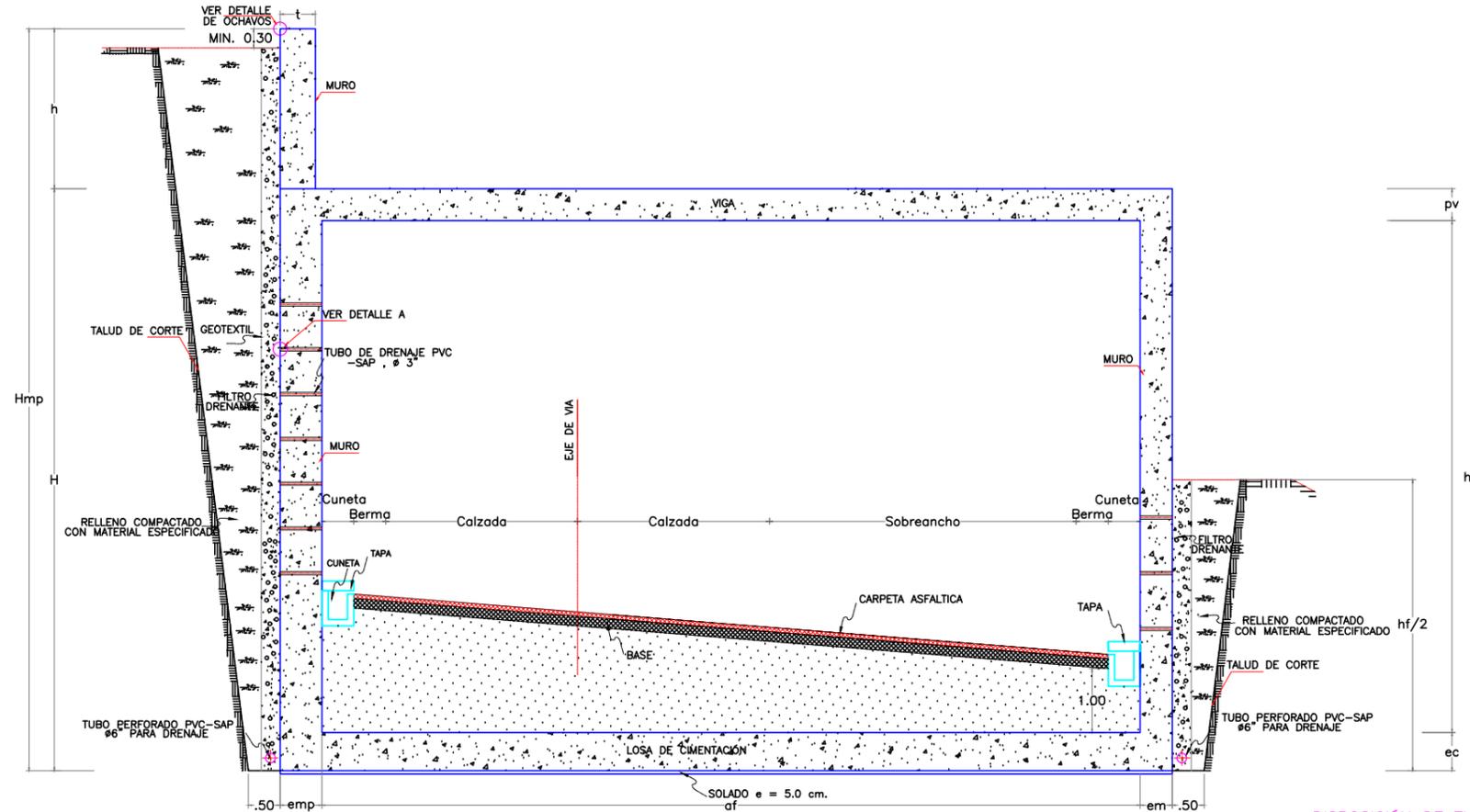


TITULO DE TESIS  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO

DESIGNACION :  
MURO-ESPECIAL-TIPO-B  
ENCOFRADO-PLANTA Y CORTES

FACULTAD DE INGENIERIA  
Escuela académica de Ingeniería Civil

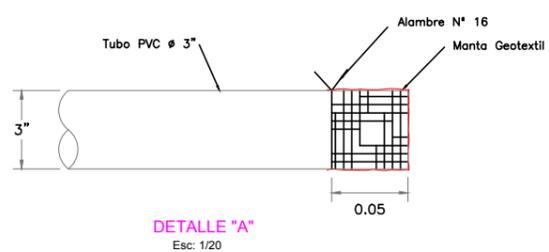
ASESOR : L. H. DIAZ HUIZA	REVISADO : MOHAMED HADI	ESCALA : 1/100	PLANO N° B-1
BACHILLER : M. A. MORAN C.	DIBUJO : M. MORAN	FECHA : 05/18	



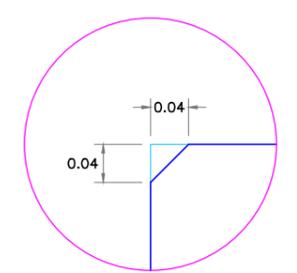
SECCION TIPICA DE MURO TIPO "B"  
Esc: 1/50

NOTA :

- 1.- LA TUBERIA DE DRENAJE DE 6" COLOCADA A LO LARGO DEL MURO DEBERÁ DESCARGAR HACIA EL EXTERIOR EN FORMA LIBRE.
- 2.- LA UBICACION Y DIMENSIONES DE LOS MUROS SERÁN VERIFICADOS EN OBRA POR EL INGENIERO RESIDENTE DE ACUERDO A LOS PLANOS DEL PROYECTO APROBADO.
- 3.- SE HARÁ LOS ESTUDIOS DE SUELOS PARA CADA TRAMO DE MURO PROYECTADO, Y CUANDO LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO RESULTE MENOR A LO INDICADO EN EL CUADRO N° 01 DIMENSIONES DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO, SE REALIZARAN LOS REDISEÑOS CORRESPONDIENTES A CARGO DEL ING. RESIDENTE.
- 4.- EL FILTRO DRENANTE ESTÁ CONSTITUIDO POR GRAVA SELECCIONADA COMPREDIDA ENTRE TAMAÑOS DE 3" A 3/4".
- 5.- LAS JUNTAS DE DILATACION SERÁN A CADA 5 m., TENDRÁ UN ANCHO DE 1" Y ESTARÁ CONSTITUIDO POR UN SELLANTE ELÁSTOMERICO

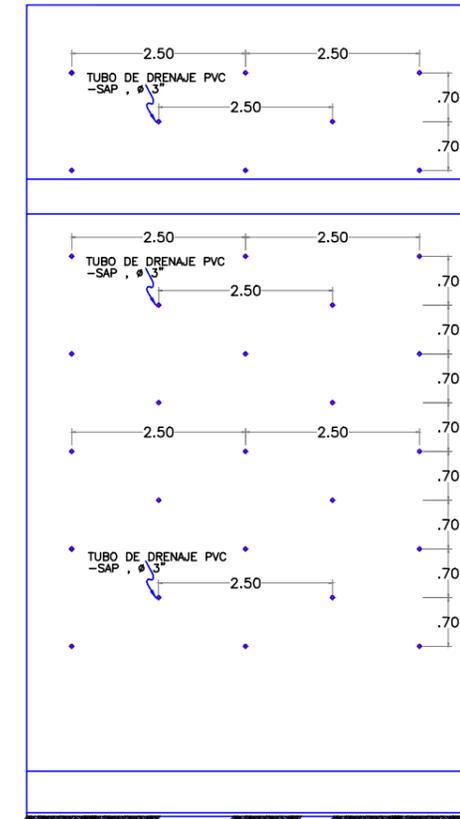


DETALLE "A"  
Esc: 1/20



DETALLE DE OCHAVO EN ARISTAS  
Esc: 1/20

DISPOSICIÓN DE TUBOS DE DRENAJE



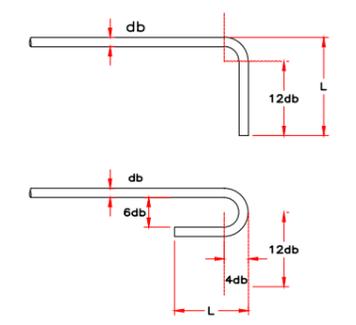
ELEVACIÓN DE PANTALLA  
Esc: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO:  
LOSA DE CIMENTACION DEL MURO f'c=280 Kg/cm2  
PANTALLA DEL MURO f'c=280 Kg/cm2  
CONCRETO SIMPLE:  
SOLADO DEL MURO f'c=140 Kg/cm2

ACERO:  
ACERO CORRUGADO (GRADO 60) fy=4200 Kg/cm2.

RECURRIMIENTOS LIBRES MÍNIMOS:  
ZAPATA DEL MURO : 7.5cm  
ELEVACION DEL MURO:  
CARA INTERIOR : 5.0cm  
CARA EXTERIOR : 5.0cm



DIAMETRO DE DOBLADO Y GANCHOS ESTANDAR MINIMOS

N° Var.	DIAMETRO INTERIOR	GANCHO 180	GANCHO 90
	cm	4 db	12 db
3/8"	5.72	6.35	11.43
1/2"	7.62	6.35	15.24
5/8"	9.53	6.35	19.05
3/4"	11.43	7.62	22.86
1"	15.24	10.16	30.48
1 3/8"	20.96	13.97	41.91

LONGITUD DE ANCLAJE MINIMO (cm)

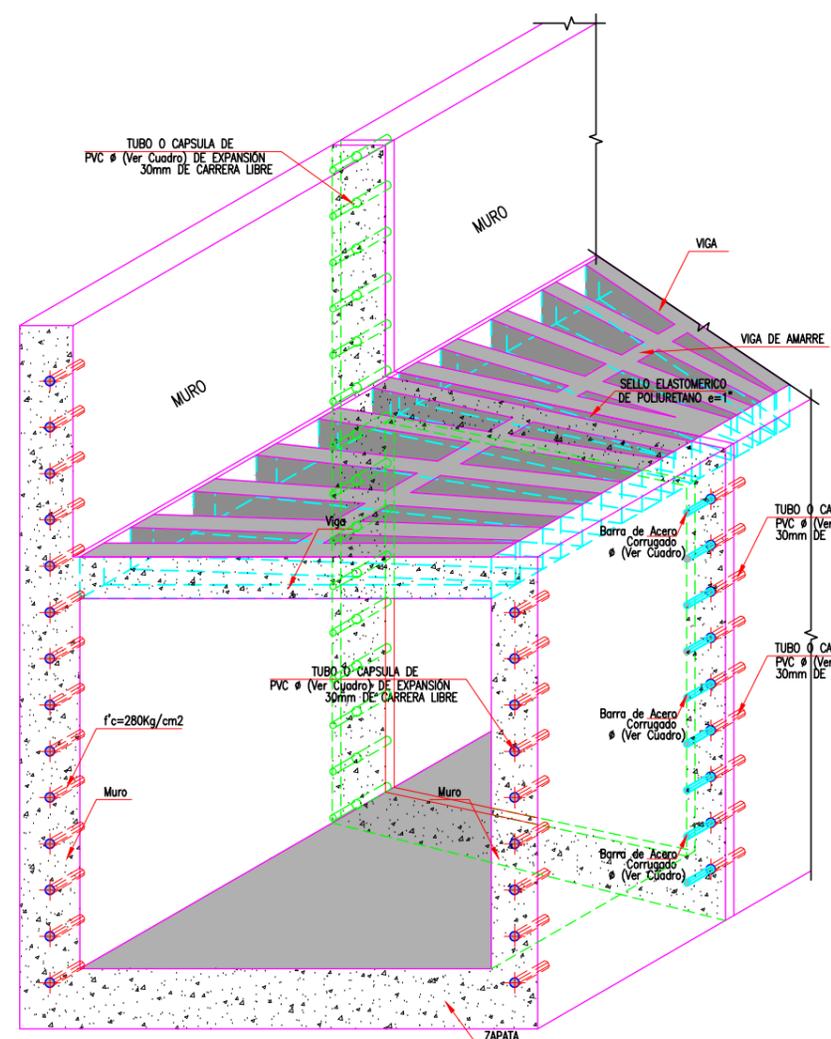
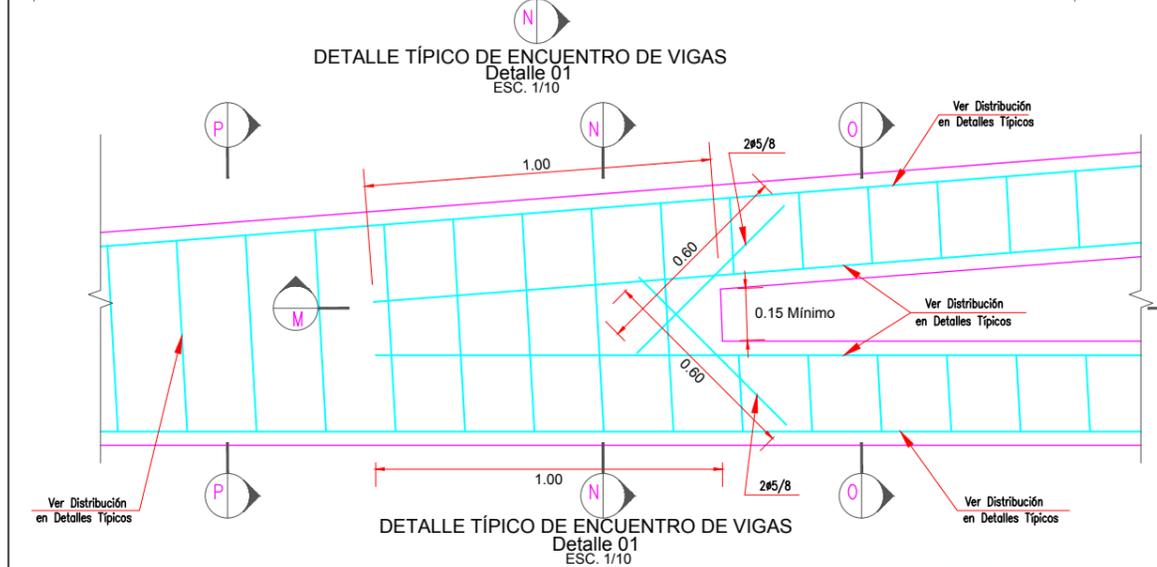
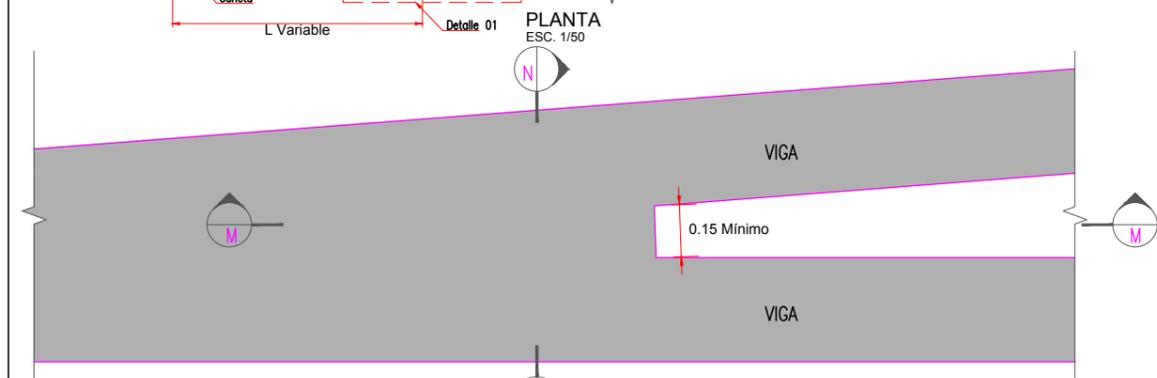
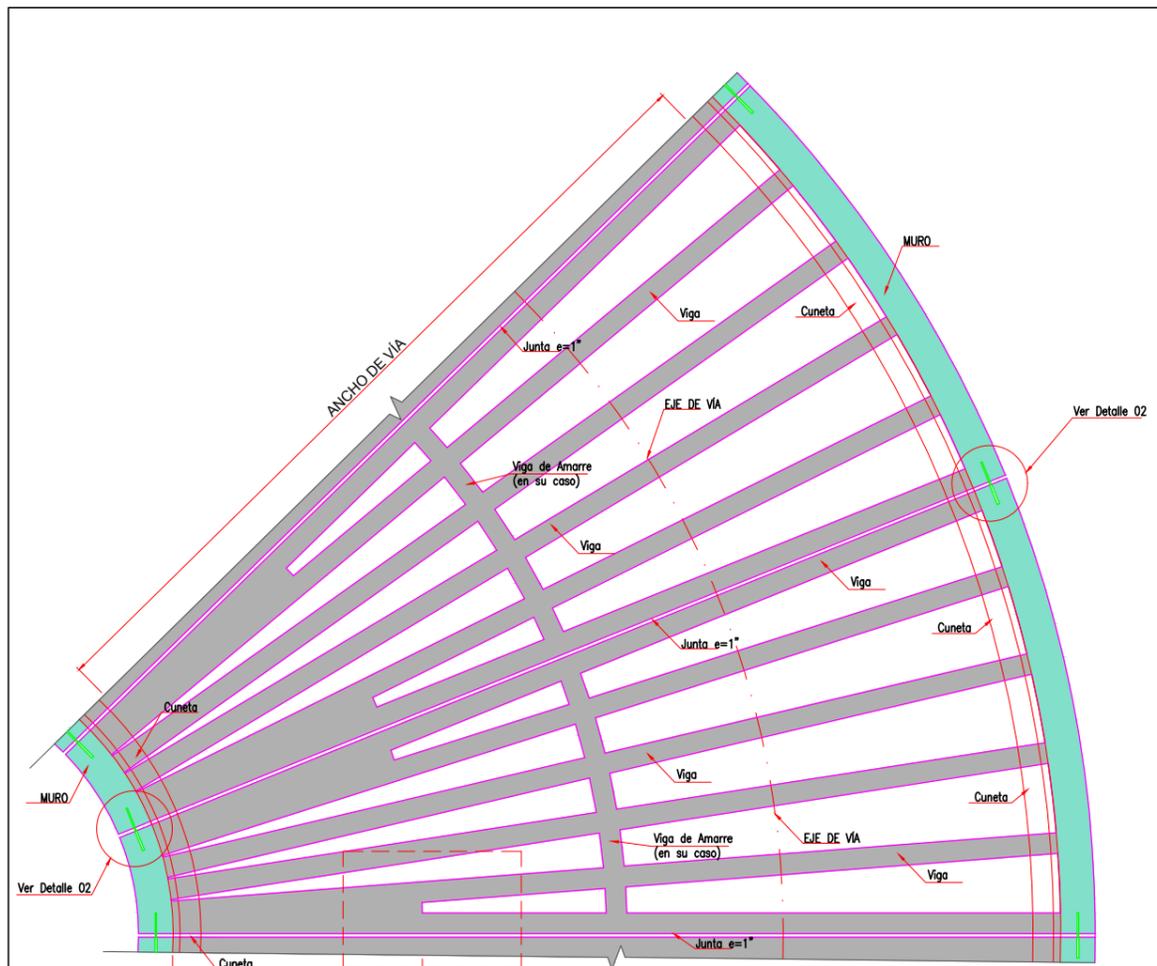
N° Var.	ELEMENTOS EN COMPRESION			ELEMENTOS EN TRACCION		
	f'c=175 Kg/cm2	f'c=210 Kg/cm2	f'c=280 Kg/cm2	f'c=175 Kg/cm2	f'c=210 Kg/cm2	f'c=280 Kg/cm2
3/8"	23.00	21.00	20.00	24.00	24.00	24.00
1/2"	31.00	28.00	24.00	32.00	32.00	32.00
5/8"	38.00	35.00	30.00	40.00	40.00	40.00
3/4"	46.00	42.00	36.00	57.00	52.00	75.00
1"	61.00	56.00	48.00	102.00	93.00	130.00
1 3/8"	86.00	79.00	68.00	202.00	184.00	160.00

LONGITUD DE EMPALME MIN(cm)

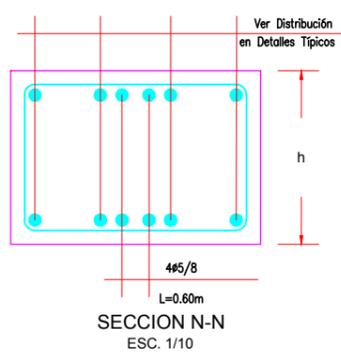
N° Var.	ELEMENTOS EN COMPRESION			ELEMENTOS EN TRACCION		
	f'c=175 Kg/cm2	f'c=210 Kg/cm2	f'c=280 Kg/cm2	f'c=175 Kg/cm2	f'c=210 Kg/cm2	f'c=280 Kg/cm2
3/8"	39.00	39.00	30.00	31.00	31.00	31.00
1/2"	52.00	52.00	39.00	42.00	42.00	42.00
5/8"	65.00	65.00	49.00	52.00	52.00	52.00
3/4"	78.00	78.00	58.00	74.00	68.00	62.00
1"	104.00	104.00	78.00	133.00	122.00	105.00
1 3/8"	146.00	146.00	110.00	263.00	240.00	208.00

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:

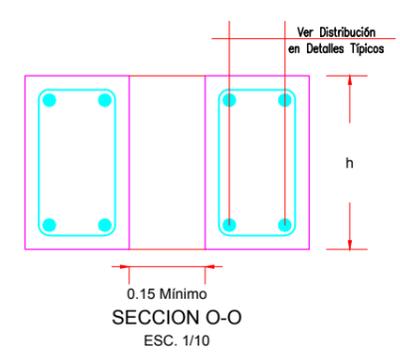
- AASHTO LRFD 2010
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
- GEOTEXTIL: NO TEJIDO (CLASE 2, VER ESPECIFICACIONES)
- MATERIAL DE FILTRO: MATERIAL SELECCIONADO PARA FILTRO
- TUBO DE DRENAJE: SERAN DE PVC - SAP PESADO, DE 3" DE DIAMETRO SIN PERFORAR PARA EL CUERPO DEL MURO Y DE PVC - SAP 6" DE DIAMETRO PERFORADO PARA EL TALON DEL MURO



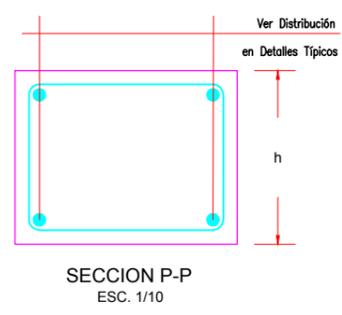
VISTA ISOMÉTRICA ESC. 1/75



SECCION N-N ESC. 1/10

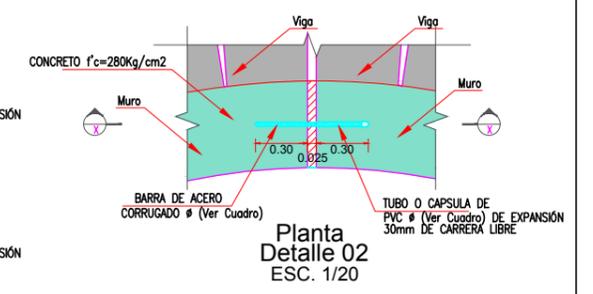


SECCION O-O ESC. 1/10

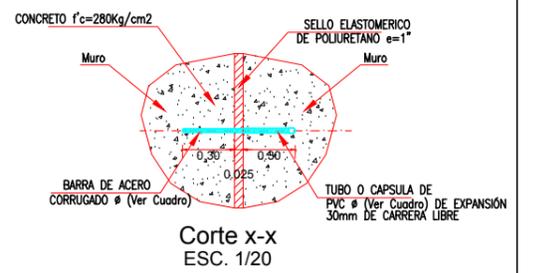


SECCION P-P ESC. 1/10

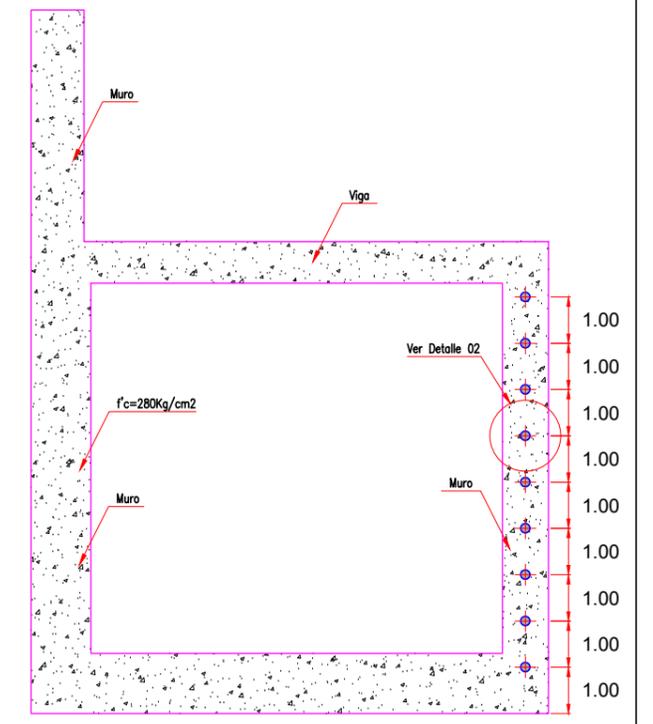
TIPO	DIAMETRO DE ACERO	DIAMETRO DE TUBERIA PVC SAP
B	Ø 3/4"	Ø 1"



Planta Detalle 02 ESC. 1/20



Corte x-x ESC. 1/20



SECCIÓN TÍPICA ESC. 1/75

REVISIÓN:	

UPLA  
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES



TÍTULO DE TESIS  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE CONTENCIÓN ARRIOSTRADO PARA OPTIMIZAR EL VOLUMEN DE CORTE EXCESIVO

DESIGNACIÓN :  
ISOMETRICO  
ENCOFRADO Y ARMADURA

FACULTAD DE INGENIERIA  
Escuela académica de Ingeniería Civil

ASESOR : L. H. DIAZ HUIZA	REVISADO : MOHAMED HADI	ESCALA : 1/100	PLANO N° DET.
BACHILLER : M. A. MORAN C.	DIBUJO : M. MORAN	FECHA : 05/18	002