

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLAS DE
CONCRETO DE GRANDES LUCES**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CHARLIE CHAHUA VICENCIO

Lima- Perú

2014

INDICE

RESUMEN.....	5
LISTA DE CUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS	8
INTRODUCCIÓN.....	10
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	12
1.1. ANTECEDENTES.....	12
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	12
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	13
1.4. DEFINICION DE LOS OBJETIVOS.....	13
1.4.1. Objetivo principal	13
1.4.2. Objetivos específicos	13
CAPÍTULO II: INFORMACIÓN GENERAL PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS	14
2.1. CAMPO DE APLICACIÓN	14
2.2. DEFINICIONES.....	15
2.3. PROPIEDADES DEL SUELO Y LOS MATERIALES.....	16
2.3.1. Determinación de las propiedades del suelo	16
2.3.2. Materiales.....	18
2.4. ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA	21
2.4.1. Estado límite de servicio.....	22
2.4.2. Estado límite de resistencia	24
2.4.3. Factores de carga y factores de modificación de las cargas.....	26
2.4.4. Factores de resistencia.....	26
2.5. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO	27
2.5.1. Cargas	27
2.5.2. Estado límite de servicio.....	29
2.5.3. Seguridad contra las fallas del suelo.....	31

2.5.4.	Diseño Hidráulico.....	31
2.5.5.	Socavación	32
2.5.6.	Envoltente de suelo	32
2.5.7.	Tratamiento de los extremos.....	35
2.5.8.	Condiciones corrosivas y abrasivas.....	35
CAPÍTULO III: CONSIDERACIONES PARA LA METODOLOGÍA PROPUESTA.....		36
3.1.	REQUISITOS GENERALES	36
3.2.	CARGAS Y FACTORES DE CARGAS	36
3.2.1.	Factores de carga y combinaciones de cargas	36
3.2.2.	Factores de carga para cargas constructivas	37
3.3.	CARGAS PERMANENTES.....	37
3.4.	SOBRECARGAS VIVAS	38
3.4.1.	Sobrecarga Gravitatoria: LL y PL.....	38
3.4.1.1.	Sobrecarga Vehicular (LL)	38
3.4.1.2.	Sobrecarga vehicular de diseño	40
3.4.1.3.	Aplicaciones de sobrecargas vehiculares de diseño	43
3.4.1.4.	Carga de Fatiga	45
3.4.2.	Incremento por carga dinámica (IM).....	47
3.5.	CARGAS HIDRÁULICAS (WA).....	48
3.5.1.	Presión Hidrostáticas	48
3.5.2.	Flotabilidad.....	49
3.5.3.	Presión del flujo.....	49
3.5.3.1.	Longitudinal.....	49
3.5.3.2.	Carga lateral	50
3.6.	EMPUJE DEL SUELO (EH).....	50
3.6.1.	Compactación.....	52
3.6.2.	Presencia del agua	52
3.6.3.	Empuje del suelo	53
3.6.3.1.	Empuje lateral del suelo (EH)	53
3.6.3.2.	Coeficiente de empuje lateral en reposo, k_o	54
3.6.3.3.	Coeficiente de empuje lateral activo, k_a	54
3.6.3.4.	Coeficiente de empuje lateral pasivo, k_p	58
3.6.4.	Sobrecarga	60

3.6.4.1. Sobrecarga uniforme (ES).....	60
3.7. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS Y LAS SOBRECARGAS	61
3.7.1. Modificación de las cargas de suelo para considerar interacción Suelo- Estructura.....	62
3.7.2. Distribución de las cargas concentradas a la losa inferior de una alcantarilla de sección rectangular.....	65
3.7.3. Distribución de las cargas concentradas en las alcantarillas de sección rectangular oblicuas	66
3.8. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	66
3.9. SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES	67
3.9.1. Diseño al corte de las losas de las alcantarillas de sección rectangular	67
3.9.2. Momento de diseño para las alcantarillas de sección rectangular	68
3.9.3. Mínima armadura.....	68
3.9.4. Mínimo recubrimiento de concreto sobre las armaduras de las estructuras de sección rectangular	69
CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA.....	71
4.1. DATOS DE DISEÑO	71
4.2. CARGAS SOBRE LA ALCANTARILLA (en fajas de 1 m. de ancho).....	71
4.2.1. Presión vertical del terreno (EV).....	71
4.2.2. Presión horizontal del terreno (EH).....	73
4.2.3. Carga de agua (WA) (3.7.1, AASHTO LRFD).....	74
4.2.4. Carga viva (LL) (3.6.1.3.3, AASHTO LRFD)	75
4.2.4.1. Carga de camión HL-93, una vía cargada.....	76
4.2.4.2. Carga de camión HL-93, dos vías cargadas	77
4.2.4.3. Carga de vía:	78
4.2.4.4. Carga de Tándem, una vía cargada	78
4.2.4.5. Carga de Tándem, dos vías cargadas	79
4.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA ALCANTARILLA	81
4.4. CÁLCULO DEL ACERO	83
4.4.1. Losa superior, acero positivo	83
4.5. REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA.....	84
4.6. CHEQUEO DE FATIGA.....	87
4.7. CHEQUEO POR CORTE.....	88

4.8.	CHEQUEO POR CARGA AXIAL	89
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		92
5.1.	CONCLUSIONES	92
5.2.	RECOMENDACIONES.....	92
BIBLIOGRAFÍA.....		94
ANEXOS		95

RESUMEN

La información del informe de suficiencia está destinada a ser utilizada como metodología para el diseño estructural de alcantarillas rectangulares de concreto armado de grandes luces; igualmente, proporciona las referencias disponibles y desarrolla el artículo 12 del manual *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el Método LRFD).

Debido a la falta de códigos o normas peruanas que incluyan la metodología y los criterios de diseño para el cálculo estructural de una alcantarilla, se recurre a la normatividad proporcionada en el manual *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*; que desarrolla los requisitos necesarios para la selección de las propiedades estructurales y el dimensionamiento de estructuras enterradas.

Para la metodología utilizada se ha asumido que previo al diseño estructural se ha realizado un adecuado diseño hidrológico, hidráulico y geométrico. Para asegurar los procedimientos previos al diseño, en el informe se indica de manera general los requerimientos mínimos exigidos para proyectar una alcantarilla, los mismos que el manual *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, complementada con el manual *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, recomiendan en sus distintos artículos.

Definido los procedimientos previos para la proyección de una alcantarilla, se procede con el desarrollo de las cargas y los factores de cargas que afectan a las alcantarillas; además de los requisitos estructurales mínimos que se debe cumplir para que una alcantarilla de concreto de sección rectangular cumpla su función en el estado límite de servicio.

Con las recomendaciones establecidas, se procede al desarrollo de un ejemplo de cálculo, para lo cual se definen todas las propiedades necesarias para los cálculos y se realiza una estimación de los valores de las distintas cargas que la estructura soporta. Mediante un procedimiento de análisis estructural, se calcula los esfuerzos resultantes en la estructura y se calcula y/o verifica las cuantías para el dimensionamiento de las varillas de acero.

LISTA DE CUADROS

Tabla 2.1 Características de las mezclas de Concreto según su Clase	19
Tabla 2.2 Factores de resistencia para las estructuras enterradas.....	21
Tabla 2.3 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga.....	25
Tabla 2.4 factores de Carga para cargas permanentes, γ_p	27
Tabla 2.5 Mínimo Recubrimiento de Suelo.....	34
Tabla 3.1 Densidades	38
Tabla 3.2 Factor de presencia múltiple (m)	40
Tabla 3.3 Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p	46
Tabla 3.4 Incremento por Carga Dinámica, IM.....	47
Tabla 3.5 Coeficientes de Arrastre	49
Tabla 3.6 Coeficientes de Arrastre lateral.....	50
Tabla 3.7 Valores aproximados de los movimientos relativos.....	52
Tabla 3.8 Ángulo de fricción entre diferentes materiales.....	56
Tabla 3.9 Recubrimiento para las Armaduras principales no protegidas (mm).....	70
Tabla 4.1 Resumen de cálculo de carga dinámica.....	79

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 Características del camión de diseño	41
Figura 3.2 Simbología para el empuje activo de Coulomb	57
Figura 3.3 Aplicación de la teoría de Rankine	57
Figura 3.4 Aplicación de la teoría de Coulomb	57
Figura 3.5 Cálculo de empujes pasivos del suelo con relleno de superficie horizontal....	59
Figura 3.6 Cálculo de empujes pasivos del suelo con superficie inclinada	60
Figura 3.7 Instalación Bajo Terraplén de Alcantarilla de Sección Rectangular	64
Figura 3.8 Instalaciones en zanja de Alcantarillas de sección rectangular	64
Figura 3.9 Coeficiente C_d para instalaciones en Zanja.....	65
Figura 4.1 Alcantarilla de concreto de sección rectangular	71
Figura 4.2 Cargas debida a la presión vertical del terreno	73
Figura 4.3 Cargas debida a la presión horizontal del terreno	74
Figura 4.4 Cargas debida a la presión del agua	75
Figura 4.5 Cargas del camión, una vía cargada.....	77
Figura 4.6 Cargas del camión, dos vías cargadas	77
Figura 4.7 Cargas de vía.....	78
Figura 4.8 Cargas del tándem de diseño, una vía cargada	78
Figura 4.9 Cargas del tándem de diseño, dos vías cargadas	79
Figura 4.10 Cargas del camión para fatiga (incluyendo IM)	80
Figura 4.11 Envolvente de Momentos (Resistencia I)	81
Figura 4.12 Envolvente de Cortante (Resistencia I)	82
Figura 4.13 Envolvente de Carga Axial (Resistencia I)	82
Figura 4.14 Distancia efectiva de la varilla de refuerzo	83
Figura 4.15 Distancia efectiva para revisión de fisuración	85
Figura 4.16 Área de la sección transformada.....	86
Figura 4.17 Distribución de acero de refuerzo en el conducto de la alcantarilla	91

LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS

A_s	:	Acero principal requerido
A_{sr}	:	Acero de distribución
c	:	Profundidad del eje neutro de la sección no agrietada
DC	:	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales. Altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el
d_e	:	baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada
E	:	Ancho de distribución de la rueda
EH	:	Empuje horizontal del suelo
ES	:	Sobrecarga del suelo
EV	:	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno
F_e	:	Factor de interacción suelo estructura para instalaciones bajo terraplén
F_t	:	Factor de interacción suelo estructura para instalaciones en zanja
f_y	:	Esfuerzo de fluencia del acero
f'_c	:	Esfuerzo de compresión
f_{cr}	:	Esfuerzo de tracción por flexión del concreto
H	:	Profundidad del relleno
ha	:	Hectárea
I_g	:	Momento de inercia de la sección agrietada
IM	:	Incremento por carga vehicular dinámica
K_a	:	Coefficiente de empuje lateral
Km^2	:	Kilómetro cuadrado
Kg	:	Kilogramo
Kg-cm	:	Kilogramo - centímetro
Kg/m^2	:	Kilogramo por metro cuadrado
LL	:	Sobrecarga viva

M_u	: Momento debido a las cargas mayoradas
M_{cr}	: Momento de agrietamiento
m	: Metro
m	: Factor de presencia múltiple
mm	: Milímetro
m/m	: Metro por metro
m^2	: Metro cuadrado
m^3	: Metro cúbico
m/s	: Metro por segundo
m/s^2	: Metro por segundo al cuadrado
m^2/s	: Metro cuadrado por segundo
m^3/s	: Metro cúbico por segundo
n_i	: Modificador de cargas, factor que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.
P_{eje}	: Peso del eje posterior del camión de diseño
Q_i	: Solicitaciones de carga
R_n	: Resistencia nominal
t	: Espesor del muro de la alcantarilla
γ_i	: Factor de carga
V_u	: Corte debido a las cargas mayoradas
V_c	: Resistencia al corte
WA	: Carga hidráulica y presión del flujo del agua
β	: Ángulo de inclinación del relleno
θ	: Ángulo de inclinación de la pared
γ_{H_2O}	: Peso específico del agua
γ_s	: Densidad del relleno
ϕ	: Factor de resistencia
ϕ°_f	: Ángulo de fricción interna del relleno
δ	: Ángulo de fricción interna suelo-concreto

INTRODUCCIÓN

Las alcantarillas son obras de cruce para drenaje, muy utilizadas en diferentes proyectos (viales, presas, etc.) que interactúan con los demás sistemas (rasante del camino, canales de derivación, etc.) y que representan un presupuesto considerable dentro de un proyecto. El diseño de las alcantarillas en el Perú viene experimentando evolución y desarrollo, puesto que en la actualidad se tiene un mejor conocimiento y herramientas más eficaces, que permiten optimizar su funcionalidad.

Este informe de suficiencia presenta los requisitos para el diseño de alcantarillas de concreto armado, tomando como metodología de diseño, aquella indicada en el manual *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (en adelante AASHTO LRFD). La información de este trabajo está destinada a ser utilizada como criterios y recomendaciones para el diseño estructural; también se proporciona las referencias disponibles, necesarias para completar un diseño estructural de alcantarillas de sección rectangular de concreto armado.

El diseñador tiene la responsabilidad de proporcionar un diseño eficiente y seguro; pero, al igual que con cualquier diseño de ingeniería estructural, los métodos alternativos están disponibles. No es posible proporcionar una metodología para todas las condiciones, es por ello que se proporciona lineamientos para un diseño típico. El juicio del ingeniero tendrá que ser utilizado para la mayoría de los proyectos, debido a que cada lugar por lo general tiene características únicas (inundaciones, erosión, calidad del agua, suelos expansivos, etc.) que deben ser cuidadosamente evaluados, tratando de cumplir con todos los requisitos ambientales.

Este informe busca cumplir con todos los requerimientos de diseño eficiente de una alcantarilla de sección rectangular de concreto armado de gran luz. Para ello se ha desarrollado cinco capítulos que están basados en una explicación teórica y los cuales se describen a continuación:

En el capítulo I se describe los antecedentes, se justifica y plantea el problema. Así como también se define los principales objetivos.

En el capítulo II se describe conceptos generales para el diseño de estructuras enterradas, se detalla su campo de aplicación así como las características generales de diseño.

En el capítulo III se señala las consideraciones para la metodología propuesta; se indica los requisitos generales, las cargas y factores de cargas que se deberá tener en cuenta para el diseño de una alcantarilla de sección rectangular de concreto armado.

En el capítulo IV se desarrolla la aplicación de la metodología a una alcantarilla de gran luz, teniendo en cuenta las recomendaciones indicadas en el manual AASTHO LRFD.

En el capítulo V se muestran las conclusiones del cálculo realizado, así como las recomendaciones para lograr un diseño óptimo.

En síntesis, la metodología propuesta para el diseño estructural de alcantarillas de grandes luces consiste, una vez determinada la sección hidráulica, en determinar el espesor de concreto y cuantía mínima necesaria de acero para que la alcantarilla sea funcional. La alcantarilla debe ser segura para no presentar alguna falla estructural teniendo en cuenta las cargas que actúan sobre ella y optimizando los recursos disponibles.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

El diseño de las alcantarillas en el Perú viene experimentando evolución y desarrollo y debido al crecimiento económico acelerado, se están realizando proyectos de inversión de mayor envergadura. En estos tipos de proyectos, las alcantarillas de grandes luces pueden significar un porcentaje considerable dentro del presupuesto.

A pesar del desarrollo progresivo de criterios para cálculo estructural de las alcantarillas, aún no existe un código de diseño nacional que indique un procedimiento adecuado de análisis. Por consecuencia; aún se diseña con hipótesis de hace muchos años, a pesar que en la actualidad se tiene un mejor conocimiento y herramientas más eficaces.

Actualmente, la Autoridad Nacional del Agua (ANA) ha desarrollado un manual sobre los "Criterios de diseño de obras hidráulicas para la formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico", siendo uno de sus puntos el diseño de alcantarillas, donde solamente se ha desarrollado el diseño hidráulico más no el diseño estructural. Por ello, es de suma importancia que el Perú se desarrolle una metodología que abarque el cálculo estructural.

1.2. JUSTIFICACIÓN

En el portal web del Provías Nacional se almacenan los expedientes de los proyectos de ingeniería para la construcción y/o rehabilitación de las carreteras nacionales; en estos expedientes, se encuentran los reportes de cálculo de las alcantarillas donde se evidencia procedimientos básicos y variables.

Una alcantarilla debe ser diseñada para soportar las cargas que actuarán sobre ella ya que caso contrario esta puede colapsar, generando pérdidas económicas y malestar para los pobladores que se ven afectados. Por otra parte, en toda obra de ingeniería se procura optimizar la relación beneficio-costos, por lo que la selección del método de análisis planteado desempeña un rol importante ya que puede aumentar el grado de seguridad y disminuir la periodicidad del mantenimiento.

Por las razones expuestas, este Informe de suficiencia busca desarrollar una adecuada metodología de diseño, con un procedimiento que permitirá al diseñador; analizar, dimensionar y optimizar las alcantarillas de grandes luces. Para ello, el presente Informe se ha basado en una de las normativas que da énfasis al diseño de alcantarillas; el manual *AASHTO LRFD*, que en el capítulo 12 realiza el estudio del comportamiento de estructuras enterradas.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El diseño estructural de alcantarillas no está normado en el Perú; cuando se diseña este tipo de estructuras, se recurre a códigos extranjeros o a la experiencia del diseñador. Si el diseñador no cuenta con la experiencia necesaria e interpreta de una manera errónea la normativa extranjera, se obtienen diseños conservadores, muchas veces sobredimensionados.

Dentro del diseño de este tipo de estructuras, las alcantarillas de grandes luces son utilizadas en proyectos de gran presupuesto, como en pasos de vías por grandes cursos de agua o cuando se construye una obra de toma en un dique de una presa. Estas estructuras son fundamentales en este tipo de proyectos y un diseño muy conservador, puede encarecer de manera considerable el presupuesto.

1.4. DEFINICION DE LOS OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo principal

El objetivo principal de este Informe es desarrollar un procedimiento de cálculo para el diseño estructural de alcantarillas rectangulares de concreto armado de grandes luces. Esta herramienta consiste en la integración de varios criterios y condiciones, siguiendo las recomendaciones de las Especificaciones *AASHTO LRFD*, para el análisis y diseño de estructuras enterradas.

1.4.2. Objetivos específicos

- Desarrollar una metodología, que indique los parámetros necesarios para el diseño estructural de una alcantarilla de gran luz;
- Desarrollar un ejemplo de cálculo utilizando un procedimiento adecuado, para el diseño de una alcantarilla de gran luz en el caso más desfavorable.

CAPÍTULO II: INFORMACIÓN GENERAL PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS

2.1. CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Informe de Suficiencia tiene por objetivo presentar una herramienta para el diseño de alcantarillas de concreto de grandes luces, de manera práctica. Esta herramienta consiste en una metodología que integra varios criterios y condiciones para el modelamiento estructural que nos permita un mejor análisis de la alcantarilla.

La metodología planteada es aplicable a los siguientes casos:

- Alcantarillas de sección transversal uniforme y rectangular;
- Construidas con placas estructurales de concreto armado.

Para su aplicación se asume que se dispone de la siguiente información:

- Características propias del lugar;
- Características geométricas del obstáculo que atraviesa la alcantarilla;
- Características del suelo (estudio de suelos);
- Características del paquete estructural del camino, que incluye capas de distintos materiales y densidades;
- Además, se deberá tener conocimientos de algún software de ingeniería que permita el análisis de estructuras; entre los cuales tenemos: Midas Civil, Brass Culvert, SAP2000, LRFDBoxV2.51, entre otros.

La metodología a desarrollar en este trabajo corresponde a las situaciones que se presentan comúnmente en el diseño, así como también en lo que respecta al material y forma de las alcantarillas. Cualquier modificación sobre la misma deberá ser contemplada con el criterio adecuado, o bien, consultado con una bibliografía más específica.

Se utilizará como base teórica el manual *AASHTO LRFD* (Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el Método LRFD), donde en la sección 12 hace énfasis al análisis de estructuras enterradas.

2.2. DEFINICIONES

Abrasión, pérdida de sección o recubrimiento de una alcantarilla provocada por la acción mecánica del agua que transporta arena, grava y partículas del tamaño de un guijarro en suspensión a grandes velocidades y con turbulencia apreciable.

Alcantarilla, conducto enterrado de sección curva o rectangular que se utiliza para conducir agua, vehículos, servicios públicos o peatones.

Ancho de una Zanja Angosta, ancho exterior de un conducto rígido más 300 mm para conductos de luz libre de 150 mm a 900 mm; y 500 mm para conductos de luz libre de 975 mm a 3600 mm. Los valores de 300 mm y 500 mm son las dimensiones mínimas que permiten trabajabilidad y una buena compactación de la envolvente del suelo a los lados del conducto.

Corrosión, pérdida de sección de una estructura enterrada provocada por procesos químicos y/o electroquímicos.

Envolvente de Suelo, zona de relleno de suelo controlado que se coloca alrededor de una alcantarilla; su objetivo es asegurar el comportamiento anticipado en base a la interacción suelo-estructura.

Estructura Enterrada, término genérico que se aplica a las estructuras construidas mediante métodos en zanja o bajo terraplén.

MEF, método de los Elementos Finitos.

NTP, Norma técnica peruana.

Relación de Proyección, relación entre la distancia vertical desde la parte superior externa del conducto rectangular hasta el suelo o la superficie del lecho de asiento hasta la altura vertical exterior del conducto rectangular. Se aplica solamente en el caso de conductos de concreto armado.

Sistema con Interacción Suelo-Estructura, estructura enterrada cuyo comportamiento se ve afectado por su interacción con la envolvente de suelo.

Túnel, abertura horizontal o prácticamente horizontal que se excava en el suelo de acuerdo con una geometría prediseñada aplicando métodos de tunelaje, excluyendo los métodos de corte y cubierta.

2.3. PROPIEDADES DEL SUELO Y LOS MATERIALES

2.3.1. Determinación de las propiedades del suelo

Requisitos Generales

Se deberá realizar un estudio de suelos para determinar la presencia e influencia de condiciones ambientales que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras enterradas. Para las estructuras enterradas soportadas por zapatas o losas de fundación se deberá realizar un estudio de mecánica de suelos a fin de evaluar la capacidad de los materiales de fundación para resistir las cargas aplicadas y para satisfacer los requisitos referentes al desplazamiento de la estructura.

Conocer la siguiente información puede resultar útil para el diseño:

- La resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación;
- Las características químicas del suelo y del agua de escorrentía superficial, por ejemplo el pH, la resistividad y el contenido de cloruros del suelo, la resistividad y el contenido de sulfatos del agua de escorrentía superficial;
- La hidrología de los cursos de agua, por ejemplo la tasa de flujo y la velocidad, el ancho máximo, la profundidad admisible aguas arriba de la estructura, y el potencial de socavación; y
- Un estudio del comportamiento y el estado de las alcantarillas existentes en la proximidad de las obras proyectadas.

Suelo de Fundación

Para determinar la estabilidad del suelo de fundación y el asentamiento bajo carga se deberá considerar el tipo de suelo de fundación y su comportamiento anticipado. La estructura analizada en este informe, independientemente de su longitud y altura, se considera como estructura enterrada en lo que respecta al diseño de la cimentación; por lo tanto, no hay requisito para el análisis sísmico. Sin embargo, el manual *AASHTO LRFD* recomienda, que se puede ordenar un

estudio detallado de vulnerabilidad sísmica cuando la línea sea vital y se requiera prevenir su daño ante desplazamientos excesivos del terreno, como en el caso que la estructura cruce una falla geológica activa o zonas donde se puede predecir problemas de licuefacción.

El Artículo 10.4 del manual *AASHTO LRFD*, contiene lineamientos generales acerca de las propiedades de los suelos de fundación. El comportamiento de un conducto rígido enterrado depende de la estabilidad de las fundaciones y del lecho de asiento.

Además, para alcantarillas con luces superiores a 6,0 m, se puede seguir las recomendaciones de cimentación que son proporcionadas en el informe de diseño de fundaciones (Foundation Design Report), que ha sido preparado por el Geotechnical Engineering Bureau de los Estados Unidos; en este informe se hacen referencia a las consideraciones geotécnicas que se debe cumplir para el análisis de alcantarillas de grandes luces.

Asimismo, en la NTP E.050 Suelos y Cimentaciones del reglamento nacional de Edificaciones, se puede adaptar algunas consideraciones para la ejecución de estudios de mecánica de suelos con fines de cimentación, para el estudio de las fundaciones de alcantarillas.

Para alcantarillas con luces inferiores a 6,0 m, las recomendaciones de cimentación son proporcionadas por la Dirección de Ingeniería Geotécnica (Geotechnical Engineering Bureau). Esta institución, en el manual de diseño Geotécnico (Geotechnical Design Manual) capítulo 19.4, hace referencia al estudio de alcantarillas.

Suelos utilizados como relleno envolvente

Se deberán establecer el tipo, la densidad compactada y las características de resistencia de la envolvente del suelo adyacente a la estructura enterrada. Los suelos de relleno utilizados como envolvente deberán satisfacer los requisitos de clasificación de suelos AASHTO (ver Anexo 1) como se describe a continuación:

- Para los tubos flexibles y estructuras de concreto estándares: según clasificación AASHTO, A-1, A-2 o A-3 (según clasificación SUCS; GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC),

- Para las alcantarillas metálicas y las estructuras metálicas de gran luz que tienen un recubrimiento menor que 3600 mm: según clasificación AASHTO, A-1, A-2-4, A- 2-5 o A-3 (según clasificación SUCS; GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC), y
- Para las estructuras metálicas de gran luz que tienen un recubrimiento mayor o igual que 3600 mm: según clasificación AASHTO, A-1 o A-3 (según clasificación SUCS; GW, GP, SW, SP, GM, SM).

Las secciones 26 y 27 del manual *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, contienen criterios para la compactación de los suelos rellenos utilizados para alcantarillas flexibles y rígidas.

Las tensiones en las paredes de las estructuras enterradas son sensibles a la rigidez relativa del suelo y el conducto. El orden de preferencia para seleccionar el relleno a utilizar como envolvente en base a su calidad se puede tomar de la siguiente manera:

- Arena y grava angular bien graduada;
- Arena y grava no angular bien graduada;
- Materiales fluidos, por ejemplo mezclas de cemento, suelo y ceniza fina, con los cuales se obtienen rellenos de baja densidad y baja resistencia exclusivamente para aplicaciones en zanja;
- Arena o grava uniforme, siempre que se confirme que una vez colocada será densa y estable; es posible que con estos materiales sea necesario utilizar un filtro o geotextil para evitar la migración de los finos;
- Arena o grava arcillosa de baja plasticidad; y
- Suelos estabilizados, los cuales sólo deben ser utilizados bajo la supervisión de un Ingeniero familiarizado con el comportamiento del material.

2.3.2. Materiales

Concreto

La documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada f'_c , o la clase de concreto para cada componente. La resistencia del concreto utilizado en obra se deberá evaluar en base a probetas cilíndricas producidas, ensayadas y evaluadas de acuerdo a las especificaciones técnicas del proyecto o basándose en la Sección 5 de la norma *AASHTO LRFD*.

Es habitual que la resistencia especificada se logre 28 días después de la colocación del concreto. Para el diseño se pueden asumir y especificar otras edades para los componentes que reciban cargas a una edad considerablemente diferente a los 28 días.

Se recomienda que cuando resulte apropiado se utilicen las clases de concreto indicadas en la Tabla 2.1 y las correspondientes resistencias especificadas. Las clases de concreto fueron desarrolladas para uso general, y están incluidas en la norma *AASHTO LRFD*, Sección 5, "Estructuras de Concreto".

Tabla 2.1 Características de las mezclas de Concreto según su Clase

Clase de Concreto	Mínimo contenido de Cemento (kg/m ³)	Máxima Relación agua-cemento (kg por kg)	Rango de Contenido de aire (%)	Agregado Grueso según ASSHTO M43 (ASTM D448) Tamaño aberturas cuadradas (mm)	Resistencia a la Compresión a 28 días kg/cm ² (Mpa)
A	362	0,49	-	25 a 4,75	280 (28)
A (AE)	362	0,45	6,0±1,5	25 a 4,75	280 (28)
B	307	0,58	-	50 a 25	170 (17)
B (AE)	307	0,55	5,0±1,5	25 a 4,75	170 (17)
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	280 (28)
C (AE)	390	0,45	7,0±1,5	12,5 a 4,75	280 (28)
P	334	0,49	Según especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
P (HPC)					
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja Densidad	334	Según especifica en otras secciones			

Fuente: *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*

La intención es que estas clases de concreto se utilicen de la siguiente manera:

- El concreto Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras y específicamente para concreto expuesto al agua salada. Se exceptúa su uso cuando se especifica otro tipo de requerimiento, como por ejemplo, baja permeabilidad donde se puede emplear concreto clase S, o alto desempeño donde se puede emplear concreto Clase P;
- El concreto Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad;

- El concreto Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.;
- El concreto Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 280 kg/cm^2 (28 MPa). En el caso del concreto pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm;
- El concreto Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

Existe gran cantidad de evidencia que indica que la durabilidad del concreto armado expuesto al agua de mar, sales anticongelantes o sulfatos mejora considerablemente si, tal como lo recomienda ACI 318, se aumenta el recubrimiento sobre las armaduras o se limita la relación agua-cemento a 0,40. La relación agua-cemento igual a 0,40 es la relación necesaria para que el cemento portland fije su endurecimiento, cuanto mayor sea la existencia del agua en exceso, habrá mayor cantidad de capilares en la pasta del cemento, si estos capilares son numerosos tienden a unirse formando una red permeable (reducción de la propiedad de compacidad de la pasta de cemento).

Con un uso razonable de aditivos, se puede producir un concreto trabajable con una relación agua-cemento menor que la listada en la Tabla 2.1, por lo que la documentación técnica del proyecto deberá modificar las recomendaciones de la Tabla 2.1. Las recomendaciones se deberán de presentar dentro de las especificaciones del proyecto, indicándose las características de los agregados, la relación agua-cemento y un procedimiento de trabajo donde se indique los ensayos mínimos y necesarios para garantizar la producción del concreto.

Las resistencias especificadas en la Tabla 2.1 son en general consistentes con las relaciones agua-cemento listadas. Sin embargo, es posible satisfacer la resistencia sin satisfacer la relación agua-cemento y viceversa, por ejemplo con la utilización de aditivos (reductores de agua o superplastificantes) y/o adiciones en el material cementante (puzolanas, microsílíce, cenizas de alto horno, etc.). Se especifican ambos valores porque la relación agua-cemento es un factor dominante que contribuye tanto a la durabilidad del concreto como a su resistencia; simplemente obtener la resistencia necesaria para satisfacer las hipótesis de diseño no garantiza una durabilidad adecuada.

2.4. ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA

Las estructuras enterradas y sus fundaciones se deberán diseñar utilizando los métodos y procedimientos apropiados; como guía de diseño se puede tomar los especificados en los *Artículos del 12.7 al 12.12 del manual AASHTO LRFD*. Estos artículos contienen procedimientos para determinar las resistencia nominal para las estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales o estructuras tipo cajón de concreto armado vaciados in situ; de manera que puedan resistir las cargas mayoradas obtenidas aplicando las combinaciones de cargas especificadas en la Tabla 2.3 y Tabla 2.4.

Para cada uno de los estados límites aplicables, la resistencia mayorada, R_r , se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq R_r = \phi R_n \quad (2.1)$$

Dónde:

R_n = resistencia nominal;

R_r = resistencia mayorada;

ϕ = factor de Resistencia especificado en la Tabla 2.2;

γ_i = factor de carga; multiplicador de base estadística que se aplica a las sollicitaciones;

n_i = factor de modificación de cargas; factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa;

Q_i = sollicitación.

Tabla 2.2 Factores de resistencia para las estructuras enterradas

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR DE RESISTENCIA
Tubos, arcos abiertos y arcos cerrados metálicos	
Tubos helicoidales con costura de seguridad o costura totalmente soldada: <ul style="list-style-type: none"> • Mínima área de las paredes y pandeo 	1,00
Tubos anulares con costura soldada por puntos, remachada o abulonada: <ul style="list-style-type: none"> • Mínima área de las paredes y pandeo • Mínima resistencia de las costuras longitudinales • Capacidad de carga sobre las fundaciones 	1,00 0,67 Ver sección 10
Tubos construidos con placas estructurales: <ul style="list-style-type: none"> • Mínima área de las paredes y pandeo • Mínima resistencia de las costuras longitudinales • Capacidad de carga sobre las fundaciones 	1,00 0,67 Ver sección 10

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR DE RESISTENCIA
Estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales y placas para revestimiento de túneles	
<ul style="list-style-type: none"> • Mínima área de las paredes • Mínima resistencia de las costuras • Capacidad de carga sobre las fundaciones 	<p>1,00 0,67 Ver sección 10</p>
Estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales	
<p>Capacidad de momento plástico</p> <ul style="list-style-type: none"> • Capacidad de carga sobre las fundaciones 	<p>1,00 Ver sección 10</p>
Tubos de hormigón armado	
<p>Método de Diseño Directo: Instalación Tipo I</p> <ul style="list-style-type: none"> • Flexión • Corte • Tracción radial <p>Otros tipos de instalaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Flexión • Corte • Tracción radial 	<p>0,90 0,82 0,82 1,00 0,90 0,90</p>
Estructuras tipo cajón de hormigón armado colado in-situ	
<ul style="list-style-type: none"> • Flexión • Corte 	<p>0,90 0,85</p>
Estructuras tipo cajón de hormigón armado prefabricado	
<ul style="list-style-type: none"> • Flexión • Corte 	<p>1,00 0,90</p>
Estructuras de hormigón armado prefabricado de tres lados	
<ul style="list-style-type: none"> • Flexión • Corte 	<p>0,95 0,90</p>
Tubos termoplásticos	
<p>Tubos de PE y PVC:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mínima área de las paredes y pandeo • Flexión 	<p>1,00 1,00</p>

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla 12.5.5-1)

2.4.1. Estado límite de servicio

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

La deflexión de los revestimientos de las estructuras enterradas depende significativamente de la magnitud de la sobreexcavación y es afectada por la demora en la colocación del relleno o por el uso de un relleno inadecuado. La deflexión no depende del módulo del suelo ni de las propiedades de las placas utilizadas como revestimiento, de manera que su magnitud no se puede calcular aplicando las expresiones habitualmente utilizadas para calcular flechas. Si las

luces de la estructura enterrada son significativas el Diseñador debería sobredimensionar la estructura de manera de tomar en cuenta su deflexión.

En general, las estructuras deben satisfacer la ecuación 2.1 para los siguientes estados límites de servicio:

- **SERVICIO I** – Combinación de cargas que representa la operación normal de una estructura 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 enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de concreto armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes;
- **SERVICIO II** – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico. Desde el punto de vista del nivel de carga, esta combinación está aproximadamente a mitad de camino entre las usadas para los estados límites de Servicio I y Resistencia I;
- **SERVICIO III** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración; y
- **SERVICIO IV** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Las estructuras enterradas se deberán investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I, según lo especificado en la Tabla 2.3. El estado límite de servicio I, controla el ancho de fisuración en las estructuras enterradas de concreto armado. Cabe indicar que el estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

2.4.2. Estado límite de resistencia

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que la estructura experimentará durante su período de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

En general, las estructuras deben satisfacer la ecuación 2.1 para los siguientes estados límites de resistencia:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente o estructura, sin viento. El cálculo de desplazamientos para estas cargas utiliza un valor mayor que 1,0 para evitar juntas y apoyos subdimensionados;
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente o estructura por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento;
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h. En presencia de viento de velocidades elevadas los vehículos se vuelven más inestables. Por lo tanto, los vientos elevados impiden la presencia de una sobrecarga importante sobre el puente;
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas;
- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

El proceso estándar de calibración para el estado límite de resistencia consiste en probar diferentes combinaciones de factores de carga y resistencia en una variedad de puentes y sus componentes. Las combinaciones con las cuales se obtiene un índice de seguridad próximo al valor deseado o meta, se retienen para su potencial aplicación. Entre estas combinaciones, para cada tipo de

componente estructural se eligen factores de carga y constantes y los correspondientes factores de resistencia que reflejen su uso.

Las estructuras enterradas de concreto se deberán investigar para las cargas constructivas y para las Combinaciones de Cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia I y II relacionados con la resistencia y la estabilidad, según lo especificado en la Tabla 2.3, estas combinaciones de cargas controlan flexión, corte, esfuerzo normal y tracción radial.

Las Combinaciones de Cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia III y IV no son determinantes debido a la magnitud relativa de las cargas aplicables a las estructuras enterradas tal como se indica en el Artículo 12.6.1 del manual *AASHTO LRFD*. Se ha demostrado que las estructuras enterradas no son controladas por la fatiga.

Tabla 2.3 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	Estado Límite	DC DD DW EV EH EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo una vez			
											EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_P	1,75	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA II	γ_P	1,35	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA III	γ_P	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA IV - Solo EH, EV, ES, DW, DC	γ_P 1,5	-	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA V	γ_P	1,35	1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
EVENTO EXTREMO I	γ_P	γ_{EQ}	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0	-	-	-	
EVENTO EXTREMO II	γ_P	0,5	1,0	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0	
SERVICIO I	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO II	1,0	1,3	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	-	-	-	-	-	-	
SERVICIO III	1,0	0,8	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO IV	1,0	-	1,0	0,7	-	1,0	1,0/1,2	-	1,0	-	-	-	-	
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla 3.4.1-1)

2.4.3. Factores de carga y factores de modificación de las cargas

Los factores de carga consideran 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 relacionan con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

Para las estructuras enterradas y los revestimientos de túneles se deberán aplicar los factores de modificación de las cargas, tal como se especifica en el Artículo 1.3 del manual *AASHTO LRFD*, que considera ductilidad, redundancia e importancia operativa de la estructura; excepto que para las cargas constructivas los factores de modificación de las cargas se deberán tomar iguales a 1,0, debido a que los efectos de las fuerzas que pueden desarrollarse durante la construcción, se especifica un factor de carga mínimo.

Para los estados límites de resistencia las estructuras enterradas se deberán considerar como no redundantes bajo la carga del suelo de relleno y como redundantes bajo las cargas dinámicas y el incremento por carga dinámica. La importancia operativa de una estructura se deberá determinar considerando la necesidad de que la estructura mantenga su funcionalidad y/o la seguridad de la carretera.

2.4.4. Factores de resistencia

Para las estructuras enterradas los factores de resistencia se deberán tomar como se especifica en la Tabla 2.2. Los valores de los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones de las estructuras enterradas se deberán tomar como se especifica en la Sección 10 del manual *AASHTO LRFD* y deberá incluir:

- Capacidad de carga, excepto la presión de contacto presunta;
- Pérdida de contacto excesiva;
- Resbalamiento en la base de la zapata;
- Pérdida de apoyo lateral; y
- Capacidad estructural.

Tabla 2.4 factores de Carga para cargas permanentes, γ_p

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	

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla 3.4.1-2)

2.5. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO

2.5.1. Cargas

Las estructuras enterradas se deberán diseñar para las solicitaciones resultantes de los empujes horizontales y verticales del suelo, la carga del pavimento, la sobrecarga y el incremento por carga dinámica. Si las condiciones constructivas o del sitio de emplazamiento lo ameritan, se deberán evaluar la sobrecarga de suelo, las cargas de fricción negativa y la presión hidrostática externa. Para las estructuras enterradas cuyo punto más bajo está ubicado por debajo del nivel freático se deberán evaluar las cargas atribuibles a la flotabilidad en agua a fin de controlar la flotación. Las cargas sísmicas se deberían considerar solamente si las estructuras enterradas atraviesan fallas activas.

Para el empuje vertical del suelo se deberá aplicar el máximo factor de carga de la Tabla 2.4.

En los textos de mecánica de suelos se puede encontrar soluciones elásticas para calcular las presiones que se producen en un semiespacio infinito cuando

se aplican cargas en la superficie del terreno; una de estas soluciones fue desarrollada por Boussinesq (1885). Boussinesq desarrollo las relaciones matemáticas para la determinación de los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios homogéneos, elásticos e isotrópicos debido a una carga puntual localizada en la superficie. El procedimiento de integración de la teoría de Boussinesq también permite la evaluación del esfuerzo vertical en cualquier punto debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada (ver anexo 2, Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por carga de la cimentación).

A partir de la teoría de Boussinesq, calculamos los incrementos de esfuerzos que ejerce la carga concentrada del camión de diseño distribuida en el área de contacto de los neumáticos (superficie rectangular), obtenemos que para una profundidad de 0,60 m, el incremento de esfuerzo vertical obtenido representa el 90% de la carga de diseño, y para una profundidad de 2,40 m, el incremento de esfuerzo vertical representa el 1% de la carga de diseño. De este ejercicio, se puede predecir que la carga que ejerce el camión de diseño para profundidades mayores a 2,40 m es mínima, por lo tanto se puede despreciar en el cálculo.

Las cargas de rueda se deberán distribuir a través de los suelos de relleno de acuerdo a:

- Si la profundidad del relleno es menor que 600 mm, se despreciará el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga. La distribución de la sobrecarga para la parte superior de alcantarillas se puede basar en los requisitos para losas de tablero paralelas al tráfico.
- Si la profundidad del relleno es mayor que 600 mm, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, más 1,15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.
- Para las alcantarillas de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2400 mm y mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos

estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.

El ejercicio realizado es tomando como consideración las características del camión de diseño indicado en el manual AASHTO LRFD, si en un caso particular se tuviese otro camión de diseño, este deberá de ser evaluado para encontrar los rangos mínimo y máximos para el cálculo de la carga de la rueda del camión de diseño.

2.5.2. Estado límite de servicio

Desplazamiento admisible

Los criterios para determinar el desplazamiento admisible de una estructura enterrada se deberán desarrollar en base a la función y el tipo de estructura, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que provocaría un desplazamiento inaceptable.

En el estado límite de servicio se deberá investigar el movimiento de las fundaciones tanto en la dirección del asentamiento vertical como en la dirección del desplazamiento lateral.

Asentamiento

Los asentamiento de las fundaciones se deberían estimar utilizando análisis de deformaciones basados en los resultados de ensayos en laboratorio o ensayos in situ. Los parámetros de suelo usados en los análisis se deberían seleccionar de manera que reflejen el historial de carga del terreno, la secuencia de la construcción y el efecto de la estratificación del suelo.

El asentamiento total, incluyendo el asentamiento elástico, el asentamiento por consolidación y el asentamiento secundario, se puede tomar como:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (2.2)$$

Dónde:

S_e = asentamiento elástico (mm)

S_c = asentamiento por consolidación (mm)

S_s = asentamiento secundario (mm)

En una alcantarilla, el asentamiento deberá considerar los potenciales desplazamientos provocados por:

- Asentamiento diferencial longitudinal a lo largo de la longitud del conducto;
- Asentamiento diferencial entre el conducto y el relleno; y
- Asentamiento de las zapatas y carga no equilibrada de las estructuras oblicuas que atraviesan un terraplén.

Asentamiento Diferencial Longitudinal

Las estructuras enterradas sujetas a asentamientos diferenciales longitudinales se deberán equipar con juntas positivas que les permitan resistir las fuerzas resultantes y que satisfagan los requisitos de las Secciones 26 y 27 del manual *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Las juntas positivas pueden ser sistemas de juntas de expansión que permiten absorber movimientos en todas las direcciones, evitando levantamientos o separaciones; entre los sistemas más conocidos tenemos el uso de juntas de expansión con wáter stop, juntas de poliuretano, juntas elastoméricas, etc.

Para algunas estructuras se puede especificar una contra flecha a fin de asegurar el flujo hidráulico durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

Asentamiento diferencial entre la estructura y el relleno

Si se anticipa que una estructura enterrada ha de sufrir asentamientos diferenciales entre la estructura y el relleno lateral, la fundación se debería diseñar de manera que se asiente con respecto al relleno.

Asentamiento de las Zapatas

Las zapatas se deberán diseñar de manera que provean asentamientos longitudinales y transversales uniformes. El asentamiento de las zapatas deberá ser lo suficientemente grande como para proveer protección contra las potenciales fuerzas de fricción negativa provocadas por el asentamiento del relleno adyacente. Normalmente se consigue ello compactando (proceso de consolidación) el relleno debajo de la estructura; si los materiales de fundación

son pobres, se deberá considerar excavar todo o parte del material inaceptable y reemplazarlo por un material aceptable compactado.

Cargas no equilibradas

Las estructuras enterradas oblicuas respecto de la alineación de la carretera y que se extienden a través de un terraplén se deberán diseñar considerando la influencia de las cargas asimétricas sobre la sección de la estructura.

Levantamiento

Si las estructuras se instalan por debajo del nivel freático más elevado anticipado se deberá considerar el levantamiento. Para satisfacer este requisito la carga permanente en la coronación de la estructura debería ser mayor que la flotabilidad de la alcantarilla, utilizando los factores de carga que corresponda.

2.5.3. Seguridad contra las fallas del suelo

Capacidad de Carga y Estabilidad

Las zapatas para estructuras enterradas se deberán investigar para determinar que no se producirán fallas por capacidad de carga y que no habrá erosión del relleno debido a los gradientes hidráulicos.

2.5.4. Diseño Hidráulico

Se deberán aplicar las consideraciones de diseño hidráulico especificados en el Artículo 2.6 del manual AASHTO LRFD y en la norma FHWA "*Hydraulic Design of Highway Culverts*" (1985); en estos documentos se dan énfasis a los estudios para evaluar la estabilidad del curso de agua y el estudio del impacto de la construcción sobre el mismo.

Las consideraciones publicadas en el "Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje" del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) y el "Manual: Criterios de Diseños de Obras Hidráulicas para la formulación de Proyectos Hidráulicos multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico" de la Autoridad Nacional del Agua (ANA), cumplen con las consideraciones para el diseño hidráulico de las alcantarillas.

2.5.5. Socavación

La socavación es la excavación profunda causada por el agua (erosión hídrica), puede deberse al embate de las olas contra un acantilado, y al roce con las márgenes de las corrientes que han sido desviadas por los lechos sinuosos.

La socavación es un fenómeno que estadísticamente afecta más a los puentes en todo el mundo, de ahí la importancia de su estudio para las fundaciones de los puentes. En las estructuras enterradas, se deberá prever la socavación, diseñando de tal forma, que ninguna parte de las mismas, sufra desplazamientos como resultado de la socavación.

En las áreas en las cuales la socavación constituye una consideración relevante, los muros de ala o cabezales se deberán prolongar a partir de la estructura una distancia suficiente para proteger la parte estructural de la envolvente de suelo que rodea la estructura.

Para las estructuras colocadas sobre depósitos erosionables se deberá utilizar un muro de barrera o cortina contra la socavación que se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada o bien una solera pavimentada. Se puede complementar la protección aguas arriba o aguas abajo de la estructura colocando un colchón de enrocado de protección o Riprap cuya masa sea suficiente para resistir las fuerzas de levantamiento; para el diseño de la protección se puede revisar la publicación N° FHWA-NHI-06-086 de la Federal Highway Administration, "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channel – HEC14", que en el capítulo 10 hace referencia al diseño de pozas y protecciones de enrocado.

2.5.6. Envolvente de suelo

Instalaciones en Zanja

El mínimo ancho de la zanja deberá dejar suficiente espacio entre el conducto y las paredes de la zanja para asegurar que el espacio de trabajo sea adecuado para colocar y compactar el material de relleno de forma correcta y segura.

La documentación técnica deberá exigir que la estabilidad de la zanja sea asegurada ya sea en base a la pendiente de sus paredes o bien entibando la

zanja de acuerdo con los requisitos de las especificaciones técnicas del proyecto u otra normas aplicables.

Como recomendación el ancho mínimo de una zanja no debería ser menor a 400 mm o al ancho del conducto por 1,5 más 300 mm. En el caso de zanjas excavadas en roca o suelos de alta capacidad de carga se pueden utilizar zanjas de ancho reducido hasta los límites que exige la compactación.

Instalaciones bajo Terraplén

El mínimo ancho de la envolvente de suelo deberá ser suficiente para asegurar la restricción lateral de la estructura enterrada. El ancho combinado de la envolvente de suelo más el terraplén adyacente deberá ser capaz de soportar todas las cargas sobre la alcantarilla.

Como recomendación, el mínimo ancho de la envolvente de suelo a cada lado de la estructura enterrada no debería ser menor que los anchos especificados:

- Si el diámetro de la estructura enterrada ("S") es menor a 600 mm, el ancho mínimo de la envolvente de suelo es igual a "S".
- Si "S" se encuentra entre 600 mm y 3600 mm, el mínimo ancho de la envolvente de suelo es igual a 600 mm.
- Si "S" es mayor a 3600 mm, el mínimo ancho de la envolvente de suelo es igual a 1500 mm.

Los anchos especificados son los mínimos valores que permiten inducir una zanja en terraplén, el cual genera un aligeramiento del peso del relleno sobre el conducto debido a la interacción suelo-estructura. Esta interacción es explicada por la teoría clásica de Marston, el cual permite evaluar las magnitudes de las cargas debidas al relleno.

Mínimo recubrimiento de suelo

El recubrimiento en forma de una sub-base granular bien compactada, tomado a partir de la parte superior de un pavimento rígido o a partir de la parte inferior de un pavimento flexible, no deberá ser menor que los valores especificados en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Mínimo Recubrimiento de Suelo

TIPO	CONDICIÓN	MÍNIMO RECUBRIMIENTO
Tubos de metal corrugado	-	$S/8 \geq 300$ mm
Tubos metálicos con nervio es espiral	Conducto de acero	$S/4 \geq 300$ mm
	Conducto de aluminio con $S \leq 1200$ mm	$S/2 \geq 300$ mm
	Conducto de aluminio con $S > 1200$ mm	$S/2,75 \geq 600$ mm
Tubos construidos con placas estructurales	-	$S/8 \geq 300$ mm
Tubos de gran ancho con placas estructurales	-	-
Estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales	-	430 mm
Tubos de concreto armado	Áreas no pavimentadas y debajo de pavimentos flexibles	$Bc/8$ o $B'c/8$, cualquiera sea el que resulte mayor, ≥ 300 mm
	Relleno granular compactado debajo de pavimentos rígidos	230 mm
Tubos termoplásticos	-	$ID/8 \geq 300$ mm

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla 12.6.6.3-1)

En donde:

S = diámetro del tubo (mm)

Bc = diámetro exterior o ancho de la estructura (mm)

$B'c$ = altura vertical exterior del tubo (mm)

ID = diámetro interior (mm)

Si no se provee recubrimiento de suelo, la parte superior de las estructuras de sección rectangular de concreto armado vaciado in situ se deberán diseñar considerando la aplicación directa de las cargas vehiculares.

El manual AASHTO LRFD, indica que antes de permitir el paso de vehículos o equipos pesados de construcción sobre una zanja con una estructura enterrada recién instalada, se debe dejar una altura de cobertura mínima por encima de la estructura. La profundidad mínima de cobertura debe ser establecida por el ingeniero supervisor de acuerdo a las condiciones del proyecto. Se deberán considerar los requisitos sobre recubrimiento adicional durante la construcción tal

como se especifica en el Artículo 30.5.5 del manual *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

2.5.7. Tratamiento de los extremos

Se deberá considerar especialmente la protección de las zonas de los extremos cuando ocurran condiciones de remanso o cuando se anticipe la ocurrencia de erosión o fuerzas de levantamiento. Se deberían considerar medidas para asegurar la seguridad del tráfico, como por ejemplo el uso de rejas estructuralmente adecuadas que se adapten a la pendiente del terraplén, prolongar la longitud de la alcantarilla más allá del punto de riesgo o bien utilizar un guardarriel.

2.5.8. Condiciones corrosivas y abrasivas

Se deberá considerar la degradación de la resistencia estructural que pueden provocar la corrosión y la abrasión. Si el diseño de una alcantarilla es determinado por los factores de flexibilidad durante su instalación, los requisitos referentes a la protección contra la corrosión y/o la abrasión se pueden reducir o eliminar, siempre y cuando se demuestre que la alcantarilla degradada proveerá resistencia adecuada para las cargas que se anticipan durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

CAPÍTULO III: CONSIDERACIONES PARA LA METODOLOGÍA PROPUESTA

3.1. REQUISITOS GENERALES

Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de las alcantarillas de concreto armado de sección rectangular en los cuales el cuerpo es monolítico con cada zapata; las alcantarillas analizadas se vuelven parte de un sistema compuesto conformado por la estructura de la alcantarilla de sección rectangular y la envolvente de suelo.

Salvo que se especifique lo contrario, los diseños se deberán de realizar conforme a las indicaciones del manual *AASHTO LRFD*.

3.2. CARGAS Y FACTORES DE CARGAS

3.2.1. Factores de carga y combinaciones de cargas

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (3.1)$$

Dónde:

η_i : Modificador de las cargas, factor que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa;

Q_i : Sollicitaciones de las cargas; y

γ_i : Factores de carga especificados en las Tabla 2.3 y Tabla 2.4.

Los componentes y conexiones de una alcantarilla de sección rectangular de concreto armado deberán satisfacer la ecuación 3.1 para las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los de los siguientes límites:

- Resistencia I, combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal de la estructura, sin considerar cargas de viento;
- Resistencia II, combinación de cargas que representa el uso de la estructura por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin considerar carga de viento;

- Servicio I, combinación de cargas que representa la operación normal de la alcantarilla tomando todas las cargas a sus valores nominales. Se relaciona con el control de deflexiones y el control del ancho de fisuración de las estructuras de concreto armado; y
- Servicio II, Combinación de cargas cuya intención es controlar la influencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

3.2.2. Factores de carga para cargas constructivas

Los factores de carga para el peso de la estructura y sus accesorios no se deberán tomar menores que 1,25 a menos que el Propietario especifique lo contrario. Todos los demás factores de carga se deberán tomar igual a 1,0. Los factores de carga aquí recomendados, no deberían aliviarle al contratista de la responsabilidad por la seguridad y el control de daños durante la construcción.

3.3. CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes deberán incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos; además deberá tomar las cargas correspondientes a empuje de suelo y sobrecarga de suelo.

Para el análisis de cargas permanentes se debe de considerar las siguientes cargas:

- DC: Peso propio de los componentes estructurales u accesorios no estructurales;
- DW: Peso propio de las superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos;
- EV: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno;
- EH: Empuje horizontal del suelo; y
- ES: Sobrecarga del suelo.

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en la Tabla 3.1. La Tabla 3.1 contiene un listado con densidades tradicionales; la densidad de los materiales

granulares depende de su grado de compactación y del contenido de agua. La densidad del hormigón depende fundamentalmente de la densidad de los agregados, la cual varía según la ubicación geológica y aumenta con la resistencia a la compresión del hormigón.

Tabla 3.1 Densidades

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Concreto	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f_c \leq 35$ Mpa	2320
	Densidad normal con $35 < f_c \leq 105$ Mpa	$2240+2,29f_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Manual Specifications (Tabla 3.5.1-1)

3.4. SOBRECARGAS VIVAS

3.4.1. Sobrecarga Gravitatoria: LL y PL

3.4.1.1. Sobrecarga Vehicular (LL)

Número de carriles de diseño

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en milímetros (mm). También se deberían considerar

posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 mm y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Presencia de múltiples sobrecargas

Cuando se está evaluando una estructura para los casos de carga que implican más de dos carriles de tráfico, un factor de reducción o multiplicador puede ser utilizado. El factor de presencia múltiple reconoce la probabilidad reducida de que todos los carriles se cargaron totalmente al mismo tiempo.

Los factores de presencia múltiple están incluidos en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 del manual *AASHTO LRFD*, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados. Las ecuaciones se basan en la evaluación de diferentes combinaciones de carriles cargados con sus correspondientes factores de presencia múltiple, y su intención es considerar el caso más desfavorable posible.

Estos requisitos no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único, indicados en los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 del manual *AASHTO LRFD*, las solicitaciones se deberán dividir por 1,20.

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se determinará considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que

los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño del camión HL93. En ausencia de datos específicos, los valores de la Tabla 3.2:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado; y
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

Tabla 3.2 Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Manual Specifications

Los factores especificados en la Tabla 3.2 no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 del manual *AASHTO LRFD*.

3.4.1.2. Sobrecarga vehicular de diseño

La sobrecarga vehicular sobre estructuras enterradas, designada como HL93, deberá consistir en una combinación de Camino de diseño o tándem de diseño, y Carga de carril de diseño.

A excepción de las siguientes consideraciones indicadas en el ítem 3.4.1.3 Aplicaciones de sobrecargas vehiculares de diseño, del presente informe; cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

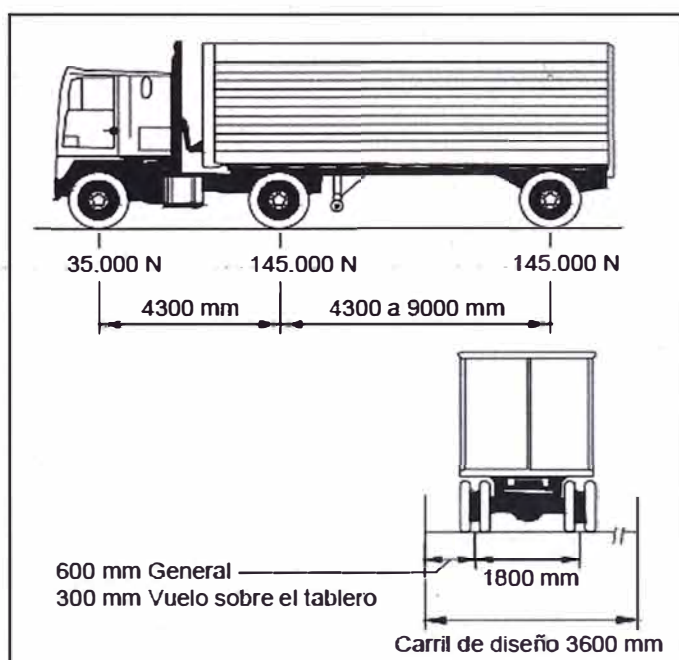
El manual AASHTO LRFD realiza sus análisis y conclusiones utilizando un específico camión de diseño, debido a ello, para cada sitio específico se debería pensar en modificar el camión de diseño, el tándem de diseño y/o la carga del carril de diseño si se dan las siguientes condiciones:

- La carga legal de una jurisdicción dada es significativamente mayor que el indicado en el manual AASHTO LRFD;

- Se anticipa que la calzada soportará porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados; o
- Un elemento de control de flujo, como por ejemplo una señal de pare, semáforo o casilla de peaje, provoca la acumulación de camiones en ciertas áreas de la estructura o que el flujo de camiones no sea interrumpido por tráfico liviano.

Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 3.1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el ítem 3.4.2. A excepción de lo especificado en los ítems 3.4.1.3 y 3.4.1.4, la separación entre los dos ejes de 145 000 N (14,70 ton-f) se deberá variar entre 4300 mm y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas.



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Figura 3.6.1.2.2-1)

Figura 3.1 Características del camión de diseño

Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110 000 N (11,20 ton-f) con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá

tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el ítem 3.4.2.

Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Área de contacto de los neumáticos

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud.

Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada; y
- En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.

Distribución de las cargas de rueda a través de suelos de relleno

Tal como se indica en el capítulo 2.5.1 del presente informe, si la profundidad del relleno es menor que 600 mm, se despreciará el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga. La distribución de la sobrecarga para la parte superior de alcantarillas se puede basar en los requisitos para losas de tablero paralelas al tráfico.

En vez de realizar un análisis más preciso o utilizar otros métodos aproximados de distribución de cargas aceptables permitidos, si la profundidad del relleno es mayor que 600 mm, se puede considerar que las cargas de las ruedas están

uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, según lo especificado en el ítem 3.4.1.2 sub-ítem *Área de Contacto de los Neumáticos*, más 1,15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.

Para las alcantarillas de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2400 mm y mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.

3.4.1.3. Aplicaciones de sobrecargas vehiculares de diseño

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño; o
- La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el ítem 3.4.1.2 combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño; y
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90% de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145 000 N de cada camión se deberá tomar como 4,3 m.

Los ejes que no contribuyen a la solicitación extrema considerada se deberán despreciar.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión

o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda; y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la sollicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga

Si el Propietario invoca el criterio optativo referente a la deflexión por sobrecarga especificado en el Artículo 2.5.2.6.2 del manual *AASHTO LRFD*, la deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- La deflexión debida al 25% del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

Como se indica en el Artículo C2.5.2.6.1 del manual *AASHTO LRFD*, la deflexión por sobrecarga es un tema relacionado con la serviciabilidad y no con la resistencia. La experiencia recogida en puentes diseñados bajo ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares de *AASHTO* indica que la deflexión por sobrecarga en sí misma no produce efectos adversos. Por lo tanto, no parece haber motivo para exigir que los criterios anteriores sean comparados con una deflexión basada en la mayor sobrecarga exigida por estas Especificaciones.

La intención de los requisitos del presente artículo es lograr deflexiones aparentes por sobrecargas similares a las usadas en el pasado. El camión de diseño actual es idéntico al HS20 de las Especificaciones Estándares anteriores. Para las longitudes de tramo en las cuales la carga del carril de diseño es determinante, la carga del carril de diseño junto con el 25% del camión de diseño, es decir tres cargas concentradas con un total de 80 000 N, es similar a la carga de carril anterior con su carga concentrada única de 80 000 N.

Cargas de diseño para tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares

Los requisitos del presente artículo no se aplican a los tableros diseñados bajo los requisitos del Artículo 9.7.2 del manual *AASHTO LRFD*, Método de Diseño Empírico.

Si para analizar tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares se utiliza el método aproximado de las fajas, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si la losa se extiende principalmente en la dirección transversal a la vía y su longitud es menor o igual que 4600 mm – la losa se deberá diseñar para las ruedas del eje de 145 000 N (14,8 ton-f) del camión de diseño.
- Si la losa se extiende principalmente en la dirección transversales a la vía y su longitud es mayor que 4600 mm – la losa se deberá diseñar para las ruedas del eje de 145 000 N (14,8 ton-f) y la carga del carril.
- Si losa se extiende principalmente en la dirección longitudinal de la vía – la losa se deberá diseñar para todas las cargas especificadas en el ítem 3.4.1.2, incluyendo la carga del carril.

Si se utilizan los métodos refinados se deberán considerar todas las cargas especificadas en el ítem 3.4.1.2, incluyendo la carga del carril.

Los sistemas de tablero, incluidos los puentes tipo losa, se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el ítem 3.4.1.2, incluyendo la carga del carril.

Se deberá asumir que las cargas de las ruedas de un eje son iguales; para el diseño de tableros no será necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a las fuerzas centrífugas y de frenado.

3.4.1.4. Carga de Fatiga

La carga de fatiga es aquella que genera un fenómeno por el cual la rotura de los materiales bajo cargas dinámicas cíclicas se produce más fácilmente que con cargas estáticas; durante este proceso ocurre un cambio estructural permanente, progresivo y localizado que ocurre en un material sujeto a tensiones y

deformaciones variables en algún punto o puntos y que produce grietas o la fractura completa tras un número suficiente de fluctuaciones.

Se asume para este análisis una situación repetitiva y frecuente, del paso del camión de diseño (carga viva), quien ejerce las cargas de diseño sobre la losa superior de la estructura y esta a su vez las transmite a los demás elementos. Debido a que la mayoría de camiones no exceden el límite de peso, sería muy conservador usar toda la carga viva del modelo para el análisis de la fatiga. Por eso la carga de fatiga será únicamente un camión de diseño especificado en el ítem 3.4.1.2 o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145 000 N.

A la carga de fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica (IM) especificado en el ítem 3.4.1.4.

Frecuencia

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (3.2)$$

Dónde:

ADTT : Número de camiones por día en una dirección promediando sobre el período de diseño;

$ADTT_{SL}$: Número de caminos por días en un único carril, promediado sobre el período de diseño;

p : valor especificado en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla 3.6.1.4.2-1)

3.4.2. Incremento por carga dinámica (IM)

Como la superficie de rodadura no es uniforme, la suspensión de los vehículos reacciona a compresión y tensión. Esta oscilación crea fuerzas que exceden el peso estático cuando el vehículo está en movimiento.

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 3.4, incremento por carga dinámica (IM).

El incremento por carga dinámica (IM) de la Tabla 3.4 es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:

$$U_{L+1} = U_L (1 + IM/100) \quad (3.3)$$

Dónde:

- U_{L+1} : Efecto adicional de carga viva;
- U_L : carga viva sin considerar el impacto;
- IM : Incremento por carga dinámica.

Tabla 3.4 Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero - todos los Estados Límites	75%
Todos los demás Componentes:	
- Estado Límite de fatiga y fractura	15%
- Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

Ensayos realizados in situ indican que en la mayor parte de los puentes carreteros la componente dinámica de la respuesta no supera el 25 por ciento de la respuesta elástica a los vehículos. Esto constituye la base del incremento por carga dinámica con la excepción referida a las juntas del tablero. Sin embargo, la combinación especificada, sobrecarga de camión de diseño más carga del carril, representa un grupo de vehículos excluidos que produce solicitaciones como mínimo iguales a 4/3 de las causadas solamente por el camión de diseño en los puentes cortos y de mediana longitud. El valor de 33 por ciento especificado en la Tabla 3.4 es el producto de 4/3 por el 25 por ciento básico. En términos

generales, la amplificación dinámica de los camiones sigue las siguientes tendencias generales:

- A medida que aumenta el peso del vehículo disminuye la amplificación aparente;
- Múltiples vehículos producen una menor amplificación dinámica que un único vehículo; y
- Un mayor número de ejes provoca una menor amplificación dinámica.

Se resalta, que no será necesario el incremento por carga dinámica a:

- Muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, y
- Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.
- Cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

El manual AASHTO LRFD reconoce el efecto amortiguador del suelo cuando está en contacto con algunos componentes estructurales enterrados, tales como las alcantarillas. Para poder ser considerado como amortiguador de impactos, la totalidad del componente debe estar enterrado. A los fines del presente artículo se considera que un elemento utilizado como sostenimiento está enterrado hasta la parte superior del relleno.

El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas, en porcentaje, se deberá tomar como:

$$IM = 33 \times (1,0 - 4,1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\% \quad (3.4)$$

Dónde:

D_E = Profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (mm).

3.5. CARGAS HIDRÁULICAS (WA)

3.5.1. Presión Hidrostáticas

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto

entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

3.5.2. Flotabilidad

La flotabilidad se deberá considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas, que actúan sobre todos los componentes debajo del nivel de agua de diseño.

3.5.3. Presión del flujo

3.5.3.1. Longitudinal

La presión que actúa debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (3.5)$$

Dónde:

- p : presión del agua que fluye (MPa);
- C_D : coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la Tabla 3.5;
- V : velocidad del agua de diseño para la inundación de diseño en estados límites de resistencia y servicio y para la inundación de control en el estado límite correspondiente a evento extremo (m/s).

Desde el punto de vista teórico la expresión correcta de la **Ecuación 3.5** es:

$$p = C_D \frac{\gamma V^2}{2} \times 10^{-6} \quad (3.6)$$

Dónde:

- γ : densidad (masa unitaria) del agua (kg/m³);
- V : Velocidad del agua (m/s).

Tabla 3.5 Coeficientes de Arrastre

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque circular	0.7
Pila de extremo cuadrado	1.4
Arrastres acumulados contra la pila	1.4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0.8

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla 3.7.3.1-1)

La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

3.5.3.2. Carga lateral

La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (3.7)$$

Dónde:

- p : presión del agua que fluye (MPa)
 C_L : coeficiente de arrastre lateral de la .

Tabla 3.6.

Tabla 3.6 Coeficientes de Arrastre lateral

Ángulo θ , entre la dirección del flujo y el eje longitudinal de la pila	C_L
0°	0.0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
$\geq 30^\circ$	1

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla 3.7.3.2-1)

La fuerza de arrastre lateral se deberá tomar como el producto de la presión de flujo lateral por la superficie expuesta a dicha presión.

3.6. EMPUJE DEL SUELO (EH)

El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo;
- Contenido de agua;
- Características de fluencia lenta del suelo;
- Grado de compactación;
- Ubicación del nivel freático;
- Interacción suelo-estructura;

- Cantidad de sobrecarga;
- Efectos de sobrecarga;
- Pendiente del relleno; e
- Inclinación del muro.

Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deberían diseñar para el empuje en reposo. Los muros que se pueden mover alejándose de la masa de suelo se deberían diseñar para empujes intermedios entre la condición activa y en reposo, dependiendo de la magnitud de los movimientos admisibles. El movimiento requerido para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo depende de la altura del muro y del tipo de suelo. En la Tabla 3.7 se indican algunos valores típicos de estos desplazamientos relativos en función de la altura del muro.

Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo, además se debe disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración; la construcción de drenes verticales con geodren puede ser una solución efectiva para la disminución del gradiente hidráulico en el contacto muro-suelo.

Debido a su sensibilidad frente a los ciclos de contracción y expansión, humedecimiento y secado, y grado de saturación, la evaluación de las tensiones inducidas por los suelos cohesivos es altamente incierta. Es posible que se formen fisuras por tracción, las cuales alterarían considerablemente las hipótesis adoptadas para estimar las tensiones. Se recomienda proceder con precaución al determinar los empujes laterales del suelo asumiendo las condiciones más desfavorables.

Bajo condiciones de tensión próximas al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo, los suelos cohesivos indicados en la Tabla 3.7 sufren fluencia lenta continua, y los movimientos indicados producen empujes activos o pasivos sólo temporalmente.

Si no hay más movimiento, los empujes activos aumentarán con el tiempo, aproximándose al empuje en reposo, y los empujes pasivos disminuirán con el tiempo, aproximándose a valores del orden del 40% del máximo valor a corto

plazo. Una hipótesis conservadora para tomar en cuenta los factores imponderables o desconocidos sería utilizar el empuje en reposo basado en la resistencia residual del suelo.

Tabla 3.7 Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo (Clough y Duncan 1991)

Tipo de relleno	Valores de Δ/H	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0,001	0,01
Arena de densidad media	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compactado	0,002	0,02
Arcilla magra compactada	0,010	0,05

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla C3.11.1-1)

3.6.1. Compactación

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación.

Los empujes inducidos por la compactación del suelo se pueden estimar empleando los procedimientos descritos por Clough y Duncan (1991). Cuanto más pesados sean los equipos usados para compactar el relleno, y cuanto más próximo al muro se los opere, mayores serán los empujes inducidos por la compactación.

3.6.2. Presencia del agua

Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

En casos en los cuales se anticipa que habrá estancamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo. Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar las densidades del suelo sumergido.

Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos.

3.6.3. Empuje del suelo

3.6.3.1. Empuje lateral del suelo (EH)

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k \gamma_s g z \times 10^{-9} \quad (3.8)$$

Dónde:

- p : empuje lateral del suelo (MPa);
- k : coeficiente de empuje lateral tomado como k_0 ; dependiendo de la condición de análisis puede ser k_a , para muros que se deforman; o k_p para muros en una condición pasiva (especificado en el Artículo 3.11.5.2 de la AASHTO LRFD);
- γ_s : densidad del suelo (kg/m^3);
- z : profundidad del suelo debajo de la superficie (mm);
- g : aceleración de la gravedad (m/s^2).

Para la mayoría de los muros de gravedad representativos de los que se utilizan en construcciones viales, muros de sostenimiento tipo pantalla u otros muros flexibles que se inclinan o deforman lateralmente en respuesta a las cargas laterales, por ejemplo los muros de tierra estabilizada mecánicamente, como así también para los muros que no se pueden trasladar ni inclinar, por ejemplo los muros integrales con un estribo, el relleno no se arquea significativamente contra el muro, y la carga lateral resultante debida al empuje del suelo actúa a una altura igual a $H/3$ de la base del muro. Además, si en el análisis no se considera la fricción del muro, ubicar la resultante a $H/3$ constituye una hipótesis suficientemente conservadora aun cuando el muro se pueda trasladar.

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

3.6.3.2. Coeficiente de empuje lateral en reposo, k_0

La presión en reposo, representada por K_0 , es la presión horizontal del terreno. El coeficiente K_0 relaciona la presión horizontal con la presión vertical del terreno en reposo, es decir en suelos en estado natural con edades geológicas muy importantes o materiales de relleno de los cuales puede suponerse que los asentamientos debidos a su propio peso ya se ha definido.

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar, de acuerdo a la fórmula de Jaky (1948), como:

$$k_0 = 1 - \sin \phi'_f \quad (3.9)$$

Dónde:

ϕ'_f : ángulo efectivo de fricción del suelo

k_0 : coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los suelos sobreconsolidados se puede asumir que el coeficiente de empuje lateral en reposo varía en función de la relación de sobreconsolidación o historial de solicitaciones, y se puede tomar de acuerdo a la fórmula de Mayne & Kulhawy (1982) como:

$$k_0 = (1 - \sin \phi'_f)(OCR)^{\sin \phi'_f} \quad (3.10)$$

Dónde:

OCR : relación de sobreconsolidación.

Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo al ítem 3.6.2 si no se disponen medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración.

3.6.3.3. Coeficiente de empuje lateral activo, k_a

En el caso de muros que van a desplazarse o deflectarse lo suficiente como para alcanzar las condiciones mínimas de empuje activo, el coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma [\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (3.11)$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (3.12)$$

Además:

- δ : ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la Tabla 3.8 (°);
- β : ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura 3.6 (°);
- θ : ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la Figura 3.6 (°);
- ϕ'_f : ángulo efectivo de fricción interna (°).

Los valores de k_a según la **Ecuación 3.11** se basan en las teorías de empuje del suelo de Coulomb. La teoría de Coulomb es necesaria para diseñar muros de sostenimiento en los cuales la cara posterior del muro interfiere con el desarrollo de las superficies de deslizamiento en el suelo de relleno supuestas en la teoría de Rankine (ver Figura 3.2). Para muros en voladizo de talón largo se puede usar tanto la teoría de Coulomb como la de Rankine, como se ilustra en la Figura 3.3. En general, la teoría de Coulomb se aplica para muros de gravedad, semigravedad y muros modulares prefabricados con respaldos relativamente empinados, y pantallas o muros de concreto armado en voladizo de talón corto.

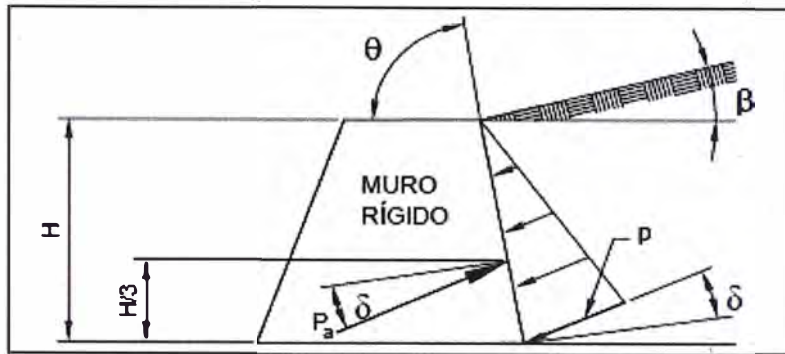
Para condiciones diferentes a las descritas en la Figura 3.2 el empuje activo se puede calcular utilizando un método de tanteos basado en la teoría de la cuña usando el método de Culmann (por ejemplo, ver *Terzaghi et al.* 1996).

En el caso del muro en voladizo de la Figura 3.4, el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente a partir del talón de la base del muro, y el peso del suelo a la izquierda del plano vertical se considera parte del peso del muro.

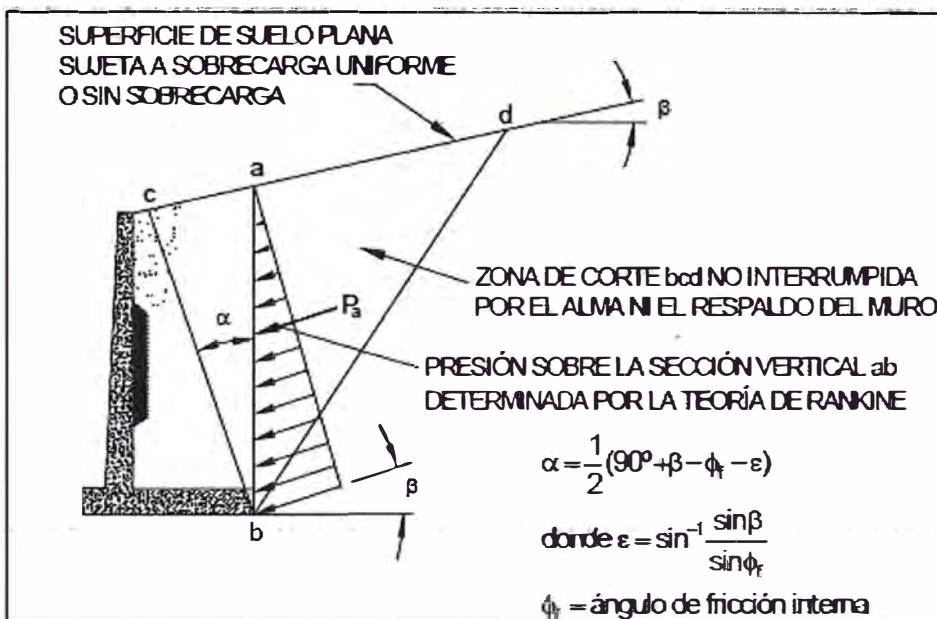
Tabla 3.8 Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a)

Materiales en Interface	Ángulo de Fricción, δ (°)	Coefficiente de Fricción, $\text{Tan}(\delta)$
<p>Concreto masivo sobre los siguientes materiales de fundación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Roca sana y limpia • Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa • Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa • Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media • Limo fino arenoso, limo no plástico • Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura • Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa <p>Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.</p>	<p>35</p> <p>29 a 31</p> <p>24 a 29</p> <p>19 a 24</p> <p>17 a 19</p> <p>22 a 26</p> <p>17 a 19</p>	<p>0,70</p> <p>0,55 a 0,60</p> <p>0,45 a 0,55</p> <p>0,34 a 0,45</p> <p>0,31 a 0,34</p> <p>0,40 a 0,49</p> <p>0,31 a 0,34</p>
<p>Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22</p> <p>17</p> <p>14</p> <p>11</p>	<p>0,40</p> <p>0,31</p> <p>0,25</p> <p>0,19</p>
<p>Concreto moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22 a 26</p> <p>17 a 22</p> <p>17</p> <p>14</p>	<p>0,40 a 0,49</p> <p>0,31 a 0,40</p> <p>0,31</p> <p>0,25</p>
<p>Diferentes materiales estructurales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas: <ul style="list-style-type: none"> ✓ o roca blanda tratada sobre roca blanda tratada ✓ roca dura tratada sobre roca blanda tratada ✓ roca dura tratada sobre roca dura tratada • Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano • Acero sobre acero en trabado de tablestacas 	<p>25</p> <p>33</p> <p>29</p> <p>26</p> <p>17</p>	<p>0,70</p> <p>0,65</p> <p>0,55</p> <p>0,49</p> <p>0,31</p>

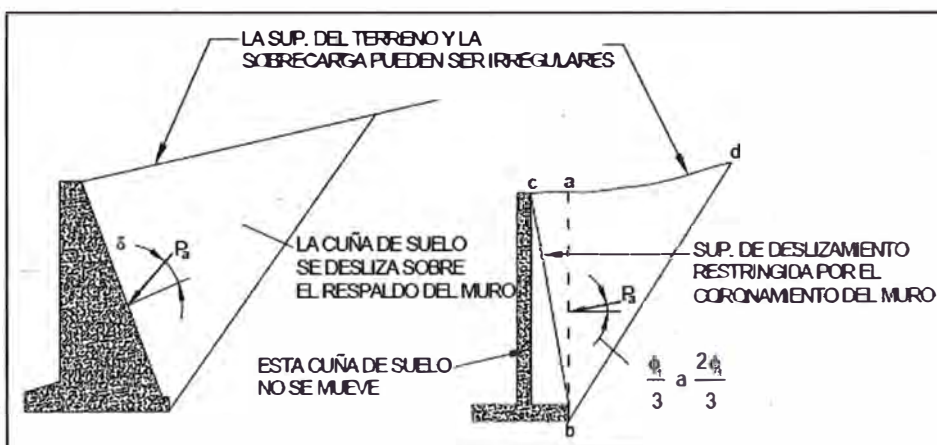
Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Tabla 3.11.5.3-1)



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
Figura 3.2 Simbología para el empuje activo de Coulomb



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
Figura 3.3 Aplicación de la teoría de Rankine para el diseño de muros de sostenimiento



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
Figura 3.4 Aplicación de la teoría de Coulomb para el diseño de muros de sostenimiento

3.6.3.4. Coeficiente de empuje lateral pasivo, k_p

Para los suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la Figura 3.5, para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la Figura 3.6, para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada.

Para condiciones diferentes a las descritas en las Figura 3.5 y Figura 3.6 el empuje pasivo se puede calcular usando un método de tanteos basado en la teoría de la cuña (por ejemplo, ver *Terzaghi et al.* 1996). Si se utiliza la teoría de la cuña, el valor limitante del ángulo de fricción del muro no se deberá tomar mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, Φ'_f .

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s g z \times 10^{-9} + 2c\sqrt{k_p} \quad (3.13)$$

Dónde:

- p_p : empuje lateral pasivo del suelo (MPa)
- γ_s : densidad del suelo (kg/m^3)
- z : profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)
- c : cohesión del suelo (MPa)
- k_p : coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo especificado en la Figura 3.5 y Figura 3.6, según corresponda
- g : aceleración de la gravedad (m/s^2)

El movimiento requerido para movilizar el empuje pasivo es aproximadamente 10,0 veces mayor que el movimiento necesario para hacer que el empuje llegue a los valores activos.

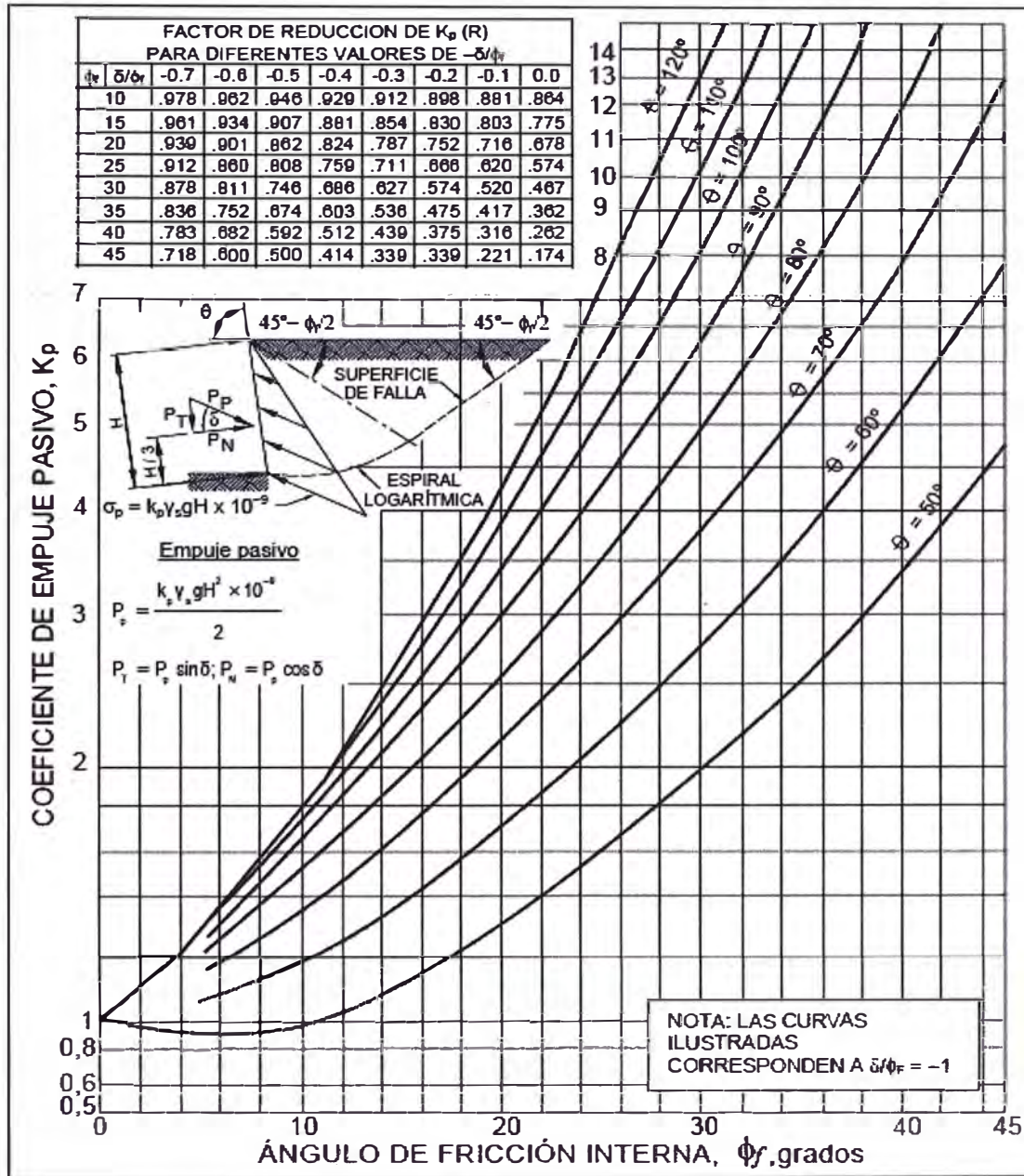


Figura 3.5 Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy 1982a)

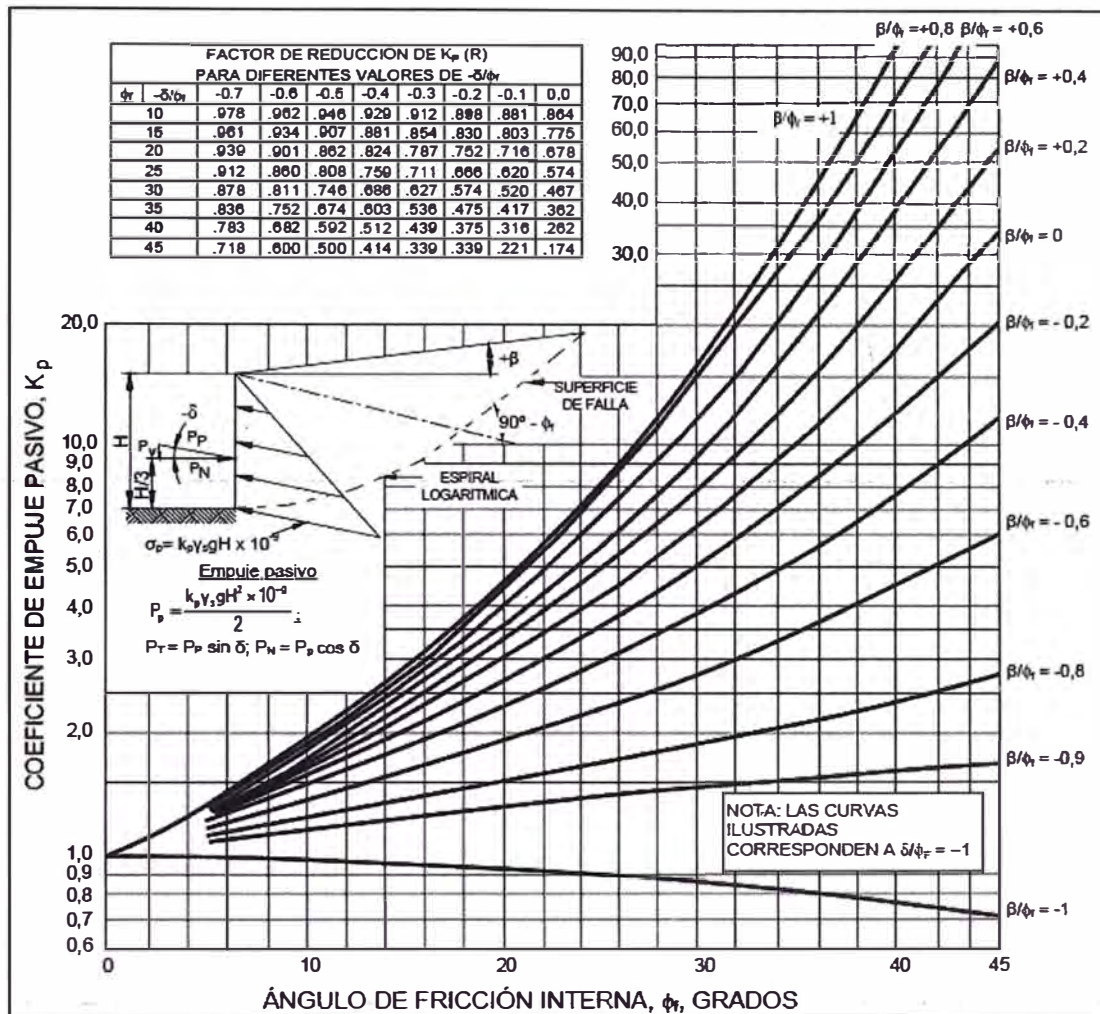


Figura 3.6 Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales y superficie inclinada (U.S. Department of the Navy 1982a)

3.6.4. Sobrecarga

3.6.4.1. Sobrecarga uniforme (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (3.14)$$

Dónde:

- Δ_p : Empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa);
- k_s : Coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga;
- q_s : Sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (MPa).

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones "en reposo" k_s se deberá tomar como k_o . Alternativamente, se pueden utilizar valores intermedios adecuados para el tipo de relleno y cantidad de movimiento del muro.

3.7. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS Y LAS SOBRECARGAS

Se deberán aplicar las cargas y combinaciones de cargas especificadas en la Tabla 2.3 y las sobrecargas se deberán considerar como se especifica en los ítems desarrollados anteriormente. La distribución de las cargas de rueda y las cargas concentradas para las alcantarillas con menos de 600 mm de recubrimiento se deberán tomar como se especifica en el Artículo 5.14.4 para las superestructuras tipo losa. La armadura de distribución ubicada en la cara inferior de las losas superiores de estas alcantarillas debe de disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1700}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad (3.15)$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (3.16)$$

Dónde:

S : longitud de tramo efectiva considerada como la distancia entre cara y cara, para losas construidas de forma monolítica con muros o viga (mm).

La distribución de las cargas de rueda para las alcantarillas con 600 mm o más de recubrimiento deberá ser como se especifica en el ítem 3.4.1.2.

El incremento por carga dinámica para las estructuras enterradas deberá satisfacer el ítem 0. Se deberá colocar armadura transversal de distribución en la parte inferior de todas las losas, excepto en las losas superiores de alcantarillas o losas de puente, si la altura del relleno sobre la losa es mayor que 600 mm. La cantidad de armadura transversal inferior se puede determinar mediante un

análisis bidimensional, o bien la cantidad de armadura de distribución se puede tomar como el porcentaje de la armadura principal requerida para momento positivo. Ver los requisitos sobre la armadura de distribución en el Artículo 5.14.4.1 de la AASHTO.

3.7.1. Modificación de las cargas de suelo para considerar interacción Suelo-Estructura

En el análisis y cálculo de estructuras enterradas, caso alcantarillas o tuberías enterradas, hablar de interacción suelo-estructura es revisar los criterios y análisis desarrollados por la Teoría de Marston (estructuras rígidas) y Marston-Spangler (estructuras flexibles).

Anson Marston (1930) realizó una extensa investigación en la Universidad Estatal de Iowa sobre las cargas en conductos enterrados; encontrando que las cargas pueden redistribuirse alrededor de los conductos (efectos positivos) de acuerdo al tipo material del conducto y al procedimiento de instalación (en zanja o en terraplén).

En la condición terraplén, el suelo a lo largo del tubo se va a asentar más que el suelo que se encuentra arriba de la estructura del conducto, y por lo tanto impone una carga adicional al prisma de suelo directamente arriba del conducto; con las instalaciones estándares, esta carga adicional se justifica utilizando un factor de arco vertical que multiplica a la carga del prisma (peso directo encima del conducto) para obtener la carga total del suelo sobre el conducto.

La carga vertical en condición zanja es el peso del prisma de relleno ubicado sobre el conducto, el cual es disminuido por las fuerzas de fricción que se desarrolla a lo largo de las paredes de la zanja, efecto arco. Debido a que el material de relleno recién instalado se asentará más que el suelo existente a los lados de la zanja, la fricción a lo largo de las paredes de la zanja disminuirá algo de la carga del suelo sobre el conducto. Los factores de Arco Verticales en este caso serán menores que los que se usan para el diseño de terraplén.

Instalaciones en Zanja y bajo Terraplén

En ausencia de un análisis más refinado, la carga de suelo total no mayorada, W_E , que actúa en la alcantarilla se puede tomar de la siguiente manera:

- Para instalaciones bajo terraplén:

$$W_E = g F_e \gamma_s B_c H \times 10^{-9} \quad (3.17)$$

Dónde:

$$F_e = 1 + 0,20 \frac{H}{B_c} \quad (3.18)$$

- Para instalaciones en zanja:

$$W_R = g F_t \gamma_s B_c H \times 10^{-9} \quad (3.19)$$

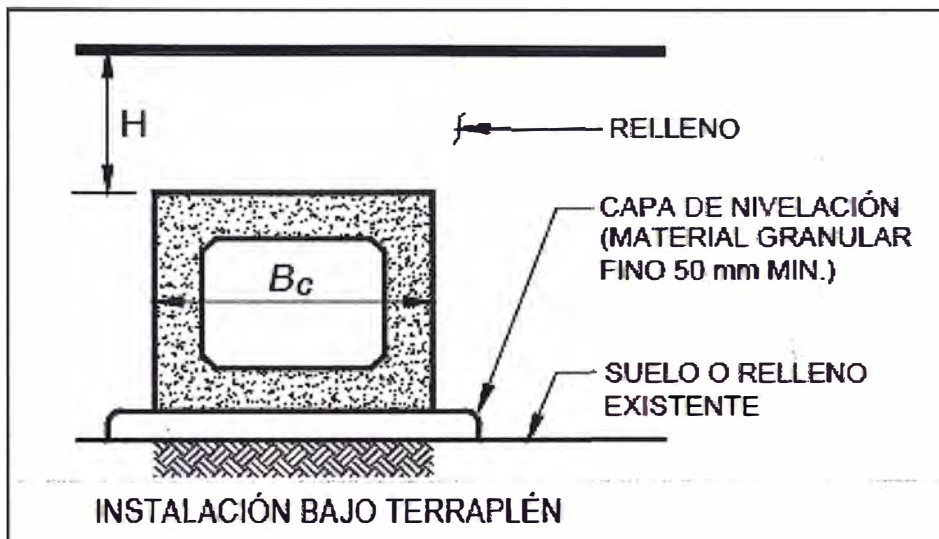
Dónde:

$$F_t = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \leq F_e \quad (3.20)$$

Y donde:

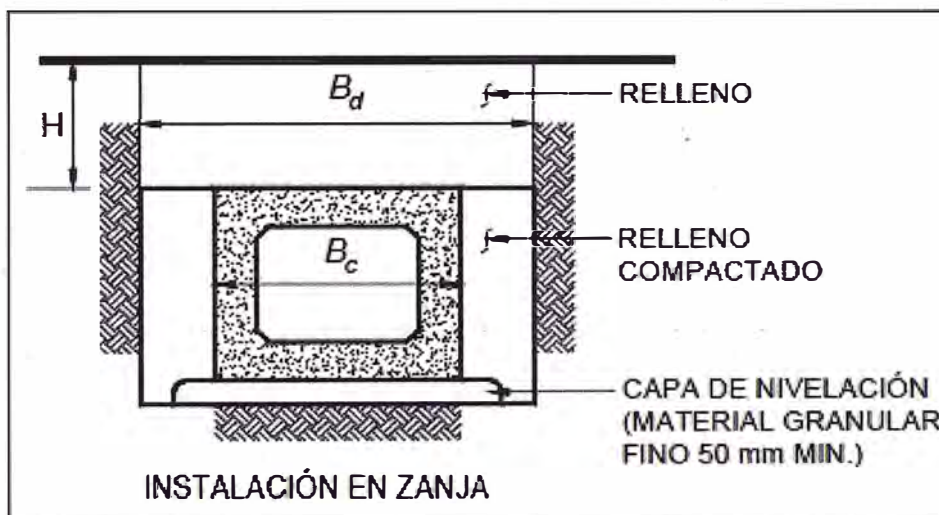
- g : aceleración de la gravedad (m/s^2)
- W_E : carga de suelo total no mayorada (N/mm)
- B_c : ancho exterior de la alcantarilla (mm)
- H : profundidad del relleno como se especifica en las Figura 3.7 o Figura 3.8 (mm)
- F_e : factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén
- F_t : factor de interacción suelo-estructura para instalaciones en zanja
- γ_s : densidad del relleno (kg/m^3)
- B_d : ancho horizontal de la zanja como se especifica en la Figura 2 (mm)
- C_d : coeficiente especificado en la Figura 3.9.

F_e no deberá ser mayor que 1,15 para las instalaciones con relleno compactado a lo largo de los laterales de la sección de la alcantarilla rectangular, ni mayor que 1,40 para las instalaciones con relleno no compactado a lo largo de los laterales de la sección rectangular. En las instalaciones en zanja ancha en las cuales el ancho de la zanja es mayor en 300 mm o más, que la dimensión de la alcantarilla en la dirección del ancho de la zanja, F_t no deberá ser mayor que el valor especificado para instalaciones bajo terraplén.



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

Figura 3.7 Instalación Bajo Terraplén de Alcantarilla de Sección Rectangular

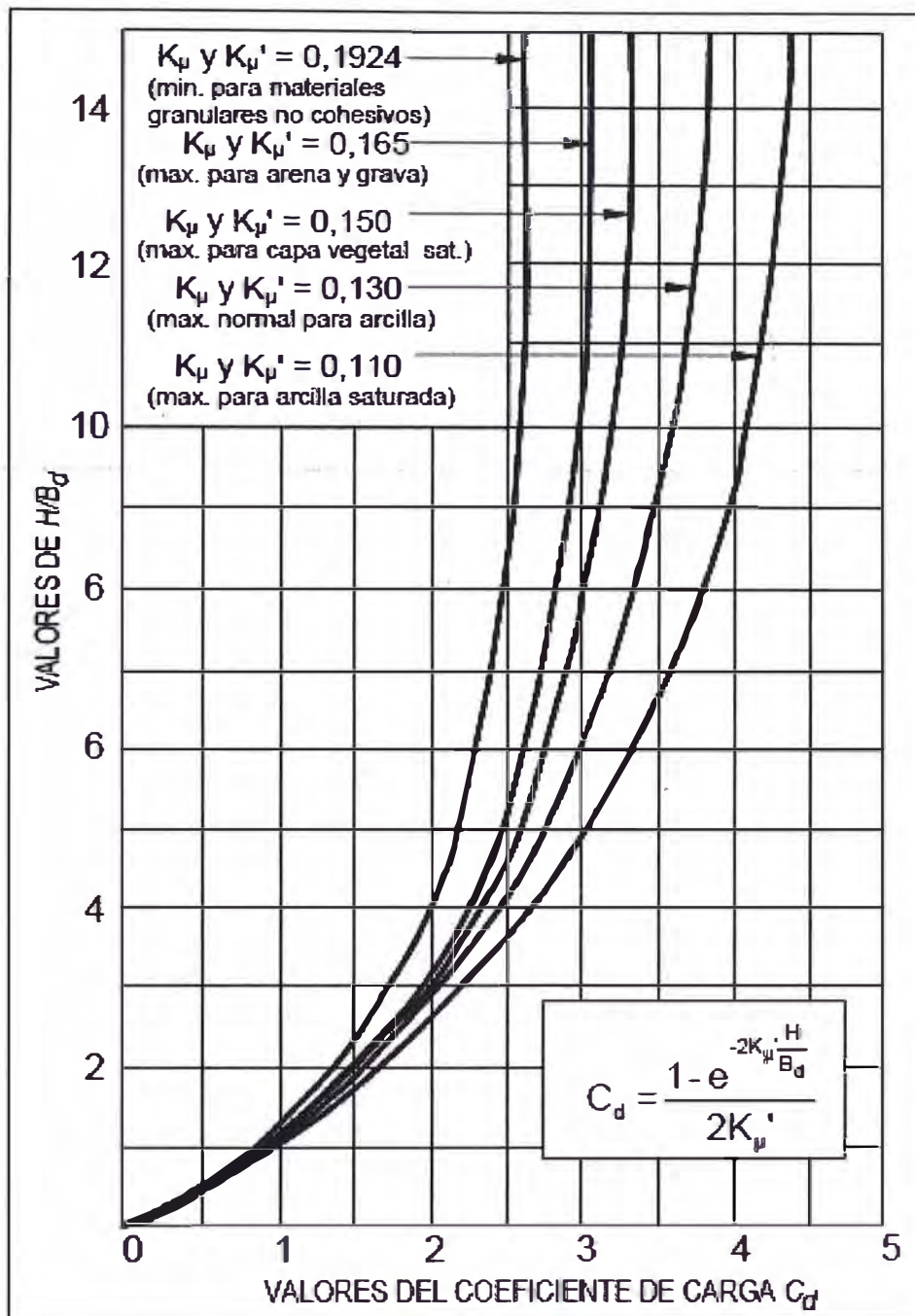


Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

Figura 3.8 Instalaciones en zanja de Alcantarillas de sección rectangular

- Otras instalaciones:

Además de las instalaciones en zanja y bajo terraplén se pueden utilizar otros métodos de instalación para reducir las cargas sobre la alcantarilla, incluyendo instalaciones con proyección positiva parcial, proyección nula, proyección negativa, en zanja inducida y tesadas. Para estos tipos de instalaciones las cargas se pueden determinar mediante métodos aceptables basados en ensayos, análisis de interacción suelo-estructura o experiencias previas.



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
Figura 3.9 Coeficiente C_d para instalaciones en Zanja

3.7.2. Distribución de las cargas concentradas a la losa inferior de una alcantarilla de sección rectangular

El ancho de la faja de losa superior utilizada para distribuir las cargas de rueda concentradas, especificado en el Artículo 12.11.2 de la AASHTO LRFD, también se deberá utilizar para determinar los momentos, cortes y esfuerzos normales en las paredes laterales y la losa inferior.

3.7.3. Distribución de las cargas concentradas en las alcantarillas de sección rectangular oblicuas

No es necesario corregir la distribución de las cargas de rueda como se especifica en el Artículo 12.11.2.3 del manual *AASHTO LRFD* para considerar los efectos de la oblicuidad.

3.8. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para controlar el ancho de fisuración de las alcantarillas de concreto armado vaciados in situ; Los elementos se deberán dimensionar de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa} :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6f_y \quad (3.21)$$

Dónde:

d_c : altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 mm,

A : área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); a los fines del cálculo el espesor del recubrimiento libre de hormigón utilizado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 mm, y

Z : parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm).

A excepción de lo que se especifica a continuación para alcantarillas de sección rectangular de concreto armado vaciado in situ, en la Ecuación 1 el parámetro Z deberá ser menor o igual que 30 000 N/mm para elementos en condiciones de exposición moderada, 23 000 N/mm para elementos en condiciones de exposición severa, o 17 500 N/mm para estructuras enterradas.

Para las alcantarillas de sección rectangular de concreto armado vaciados in situ, en la Ecuación 1 el valor de Z deberá satisfacer la siguiente condición:

$$Z \leq \frac{27000}{\beta} \quad (3.22)$$

Siendo:

$$\beta = \left(1 + \frac{d_c}{0,7d}\right) \quad (3.23)$$

Dónde:

d : distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm).

3.9. SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

Salvo las modificaciones aquí especificadas, todas las secciones se deberán diseñar para las cargas mayoradas aplicables especificadas en la Tabla 2.3 en estado límite de resistencia.

3.9.1. Diseño al corte de las losas de las alcantarillas de sección rectangular

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.8 del manual *AASHTO LRFD*. Para las losas de alcantarillas de sección rectangular debajo de 600 mm o más de relleno, la resistencia al corte V_c se puede calcular como:

$$V_c = \left(0,178\sqrt{f'_c} + 32 \frac{A_s}{bd_e} \frac{V_u d_e}{M_u}\right) bd_e \quad (3.24)$$

Pero:

$$V_c < 0,332\sqrt{f'_c} bd_e \quad (3.25)$$

Dónde:

A_s : área de la zona de las armaduras en el ancho de diseño (mm^2)

d_e : altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm);

V_u : corte debido a las cargas mayoradas (N);

M_u : Momento debido a las cargas mayoradas (N.mm);

b : Ancho de diseño, normalmente tomado igual a la unidad (mm).

Solamente para las alcantarillas tipo cajón de un solo conducto, para las losas que forman marcos monolíticos con las paredes no es necesario tomar V_c menor

que $0,25 (\sqrt{f_c}) b d_e$, y para las losas simplemente apoyadas no es necesario tomar V_c menor que $0,207 (\sqrt{f_c}) b d$. El valor $V_u d_e / M_u$ no se deberá tomar mayor que 1,0 siendo M_u el momento mayorado que actúa simultáneamente con V_u en la sección considerada. Para las losas de alcantarillas de sección rectangular debajo de menos de 600 mm de relleno y para las paredes laterales se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 5.8 y 5.13.3.6 de la *AASHTO LRFD*.

3.9.2. Momento de diseño para las alcantarillas de sección rectangular

Si se especifican “enriñonados” monolíticos con una inclinación de 45° la armadura negativa de las paredes y losas se puede dimensionar en base al momento flector en la intersección del “enriñonado” y el elemento de espesor uniforme. Caso contrario se deberán aplicar los requisitos de la Sección 5 del manual *AASHTO LRFD*.

3.9.3. Mínima armadura

Estructuras de Concreto Vaciadas In Situ

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado, incluyendo la cara interna de las paredes de una estructura enterrada, la cantidad de armadura de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_{cr} , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón (Artículo 5.4.2.6 del manual *AASHTO LRFD*), donde M_{cr} se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpc}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r \quad (3.26)$$

Dónde:

f_{cpc} : tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa);

- M_{dnc} : momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta ($N \cdot mm$);
- S_c : módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3);
- S_{nc} : módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3).

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de M_{dnc} y S_{nc} . Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c .

- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 2.3.

Se deberá proveer armadura de contracción y temperatura cerca de las superficies internas de las paredes y losas, estas se pueden proveer en forma de barras o malla de alambre soldada. Para este caso el área de la armadura (A_s) en cada dirección deberá de ser mayor o igual al área bruta de la sección (A_g) multiplicada por 0,11 y dividido por el esfuerzo de fluencia del acero (f_y); para mayor detalle se puede consultar el Artículo 5.10.8 del manual *AASHTO LRFD*.

3.9.4. Mínimo recubrimiento de concreto sobre las armaduras de las estructuras de sección rectangular

Salvo las modificaciones aquí especificadas, para las estructuras de sección rectangular prefabricadas se deberán aplicar los requisitos de la Tabla 3.9, desarrollado en el Artículo 5.12.3 del manual *AASHTO LRFD*.

Si la altura del relleno es ≤ 600 mm, el mínimo recubrimiento de concreto sobre las armaduras de la losa superior deberá ser de 50 mm, cualquiera sea el tipo de armadura.

Cuando se utiliza malla soldada de alambres, el mínimo recubrimiento de concreto deberá ser igual al mayor valor entre tres veces el diámetro de los alambres o 25 mm.

Tabla 3.9 Recubrimiento para las Armaduras principales no protegidas (mm)

Situación	Recubrimiento (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores: • Hasta barras No. 36 • Barras No. 43 y No. 57	40 50
Fondo de losas hormigonadas in situ: • Hasta barras No. 36 • Barras No. 43 y No. 57	25 50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón amado: • Ambientes no corrosivos • Ambientes corrosivos	50 75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ • Ambientes no corrosivos • Ambientes corrosivos En general Armaduras protegidas • Cáscaras • Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	50 75 75 50 75

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

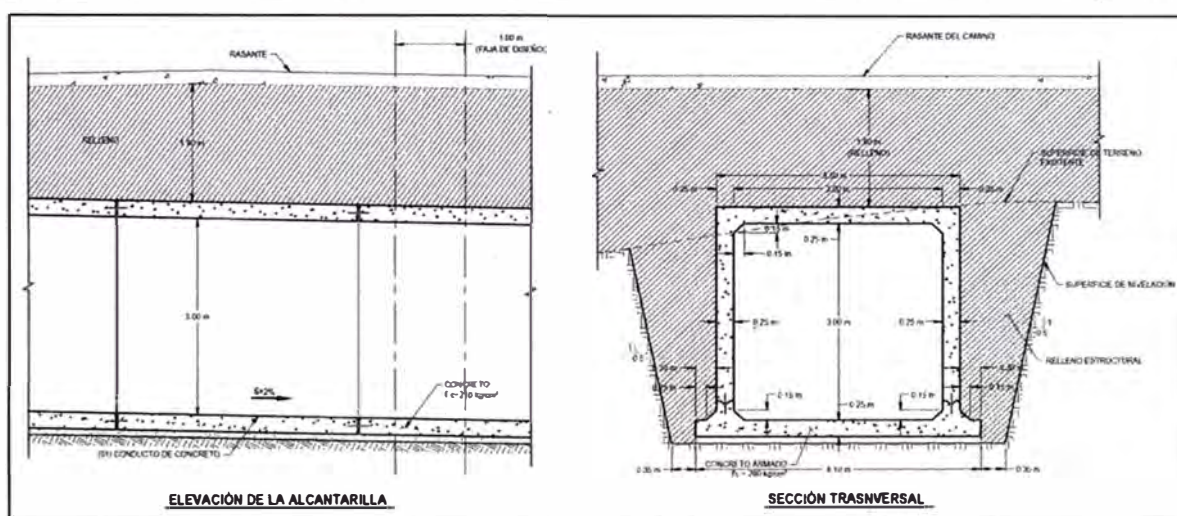
CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

4.1. DATOS DE DISEÑO

Se efectuara el diseño de la alcantarilla mostrada en la figura 4.1. Los datos necesarios para el diseño son:

$$\gamma_s = 2000 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Peso del material de relleno sobre la alcantarilla})$$

$$\phi = 21,5^\circ \quad (\text{Angulo de fricción interna})$$



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.1 Alcantarilla de concreto de sección rectangular

4.2. CARGAS SOBRE LA ALCANTARILLA (en fajas de 1 m. de ancho)

4.2.1. Presión vertical del terreno (EV)

De acuerdo al manual AASTHO LRFD (ítem 12.1.2.2.1-2), la cobertura del relleno puede estar colocada en zanja o en terraplén. Se calcula previamente el factor para tener en cuenta la interacción suelo-estructura:

- Para instalaciones en terraplén:

$$F_e = 1 + 0,20 \times \left[\frac{H}{B_c} \right] \leq 1,15 \quad (12.11.2.2.-2, AASHTO LRFD)$$

$$F_e = 1 + 0,20 \times \left[\frac{1,80 \text{ m}}{3,40 \text{ m}} \right] = 1,106 \leq 1,15$$

Dónde:

F_e = Factor de interacción suelo-estructura para instalación bajo terraplén

H = profundidad del relleno (m)

B_c = ancho exterior de la alcantarilla (m)

- Para instalaciones en zanja:

$$F_t = \left[\frac{C_d B_d^2}{H B_c} \right] \leq F_e \quad (12.11.2.2.-4, \text{ AASHTO LRFD})$$

$$F_t = \frac{0,379 \times 4,4^2}{1,80 \times 3,40} = 1,20$$

Dónde:

F_t = Factor de interacción suelo-estructura para instalación en zanja

C_d = Coeficiente de carga para instalaciones en zanja (ver Figura 3.9)

B_d = Ancho horizontal de la zanja (m)

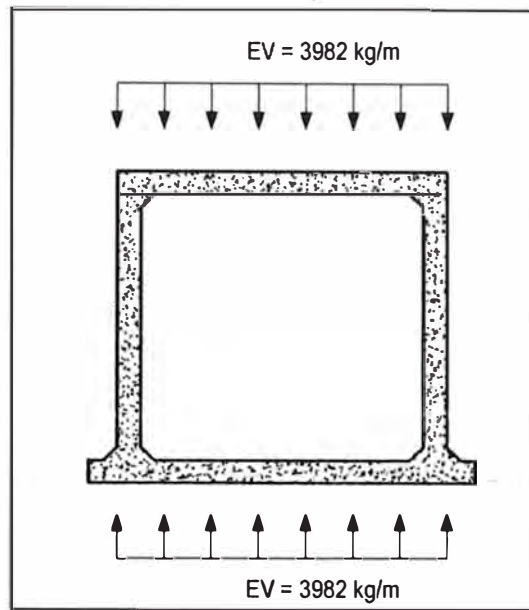
Consideraremos una instalación bajo terraplén, debido a que es el caso más desfavorable para repartir la carga vertical. Entonces la presión del terreno en la parte superior de la alcantarilla es:

$$EV = F_e \times \gamma \times H \quad (12.11.2.2.1-1, \text{ AASHTO LRFD})$$

$$EV = 1,106 \times 2,0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1,80 \text{ m} = 3\,982 \text{ kg/m}^2$$

Asumiendo que la losa de fondo es rígida comparada a la sub-base, las reacciones del suelo respecto de las cargas verticales aplicadas a la alcantarilla se consideran uniformemente distribuidas en el fondo de la losa. Entonces la carga de reacción del suelo es igual a:

$$EV_{\text{terreno}} = 3\,982 \text{ kg/m}^2$$



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.2 Cargas debida a la presión vertical del terreno

4.2.2. Presión horizontal del terreno (EH)

De acuerdo a la formulación del manual AASTO LRFD (ecuación 3.11.5.3-1), el coeficiente de empuje lateral activo se puede calcular mediante la mediante la formulación de Coulomb o Rankine; de acuerdo a ello tenemos:

$$K_{a_{\text{Coulomb}}} = \frac{\cos^2(\Phi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta)\text{sen}(\Phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta)\cos(\beta - \alpha)}}}{\sqrt{\cos(\beta + \delta)\cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

Dónde:

δ : ángulo de fricción entre relleno y muro ($^{\circ}$)

β : ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal ($^{\circ}$)

θ : ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal ($^{\circ}$)

Φ : ángulo efectivo de fricción interna ($^{\circ}$)

De acuerdo a la expresión tenemos, según la formulación de Rankine:

$$K_{a_{\text{Coulomb}}} = \frac{\cos^2(21,5^{\circ})}{\cos^2 0 \cos(2 \times 21,5^{\circ}/3) \left[1 + \frac{\sqrt{\frac{\text{sen}(5 \times 21,5^{\circ}/3)\text{sen}(21,5^{\circ})}{\cos(2 \times 21,5^{\circ}/3)\cos(0)}}}{\sqrt{\cos(2 \times 21,5^{\circ}/3)\cos(0)}} \right]^2} = 0,414$$

Además el coeficiente de empuje lateral activo, de acuerdo a la teoría de Rankine, para un ángulo de fricción interna del terreno $\phi = 21,5^\circ$, es:

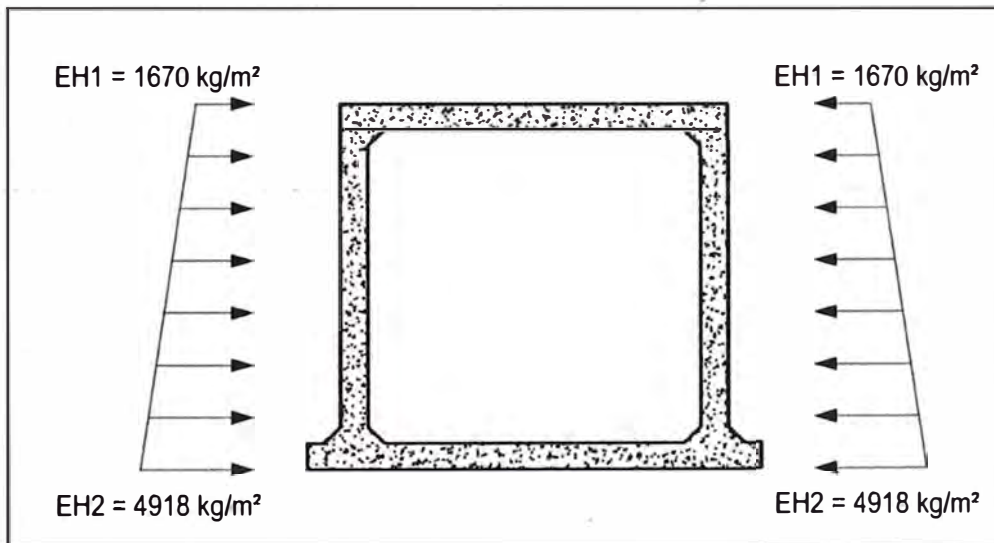
$$K_{a\text{Rankine}} = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45 - \frac{21,5^\circ}{2}\right) = 0,464$$

De acuerdo a la recomendación del manual AASHTO LRFD, para una estructura enterrada tipo alcantarilla de sección rectangular, el coeficiente de empuje lateral activo que mejor representa la interacción es la de Rankine, por lo tanto la presión lateral del terreno en la parte superior de la alcantarilla será:

$$EH_1 = K_a \times \gamma_s \times H_1 = 0,464 \times 2,0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1,80 \text{ m} = 1\,670 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Presión lateral del terreno en la parte inferior de la alcantarilla:

$$EH_2 = K_a \times \gamma_s \times H_2 = 0,464 \times 2,0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 5,30 \text{ m} = 4\,918 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.3 Cargas debida a la presión horizontal del terreno

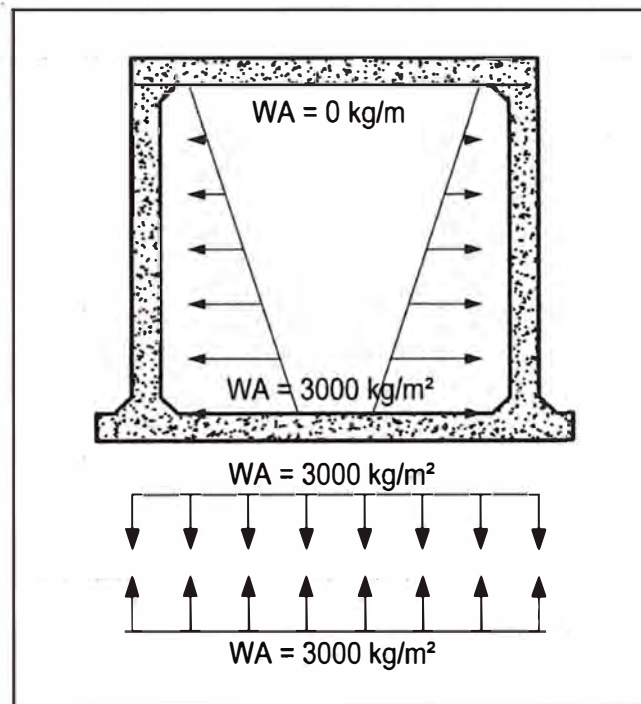
4.2.3. Carga de agua (WA) (3.7.1, AASHTO LRFD)

En este caso necesitamos considerar dos casos de carga: alcantarilla colmada de agua y alcantarilla vacía.

Al interior de la alcantarilla, cuando la alcantarilla está colmada, en la parte superior la presión del agua es cero. En el fondo de la alcantarilla, la presión del agua: $E_H2 = 1670 \text{ kg/m}^2$

$$WA = \gamma \times h = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 3,0 \text{ m} = 3000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La zona del suelo en la parte inferior de la alcantarilla reacciona con una presión semejante.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.4 Cargas debida a la presión del agua

4.2.4. Carga viva (LL) (3.6.1.3.3, AASHTO LRFD)

El factor de incremento por carga dinámica (IM) para el caso de elementos enterrados es:

$$IM = 33 \times [1 - 0,41 \times (DE)] \geq 0 \quad (3.6.2.2-1, \text{AASHTO LRFD})$$

$$IM = 33 \times [1 - 0,41 \times (1,80)] = 8,65\% \geq 0$$

Siendo:

$D_E = H = 1.80\text{m}$, la profundidad del relleno sobre la alcantarilla.

Para el caso de estado límite de fatiga y fractura se tiene:

$$IM = 15 \times [1 - 0,41 \times (DE)] \geq 0 \quad (\text{Tabla 3.6.2.1-1, AASHTO LRFD})$$

$$IM = 15 \times [1 - 0,41 \times (1,80)] = 3,93\% \geq 0$$

Distribución de la carga viva:

4.2.4.1. Carga de camión HL-93, una vía cargada

El Art. 3.6.1.2.5 AASHTO-LRFD refiere que el área de contacto de una rueda se asume como un rectángulo simple de ancho 0,51m y longitud 0,25m.

El Art. 3.6.1.2.6 AASHTO-LRFD indica que si la profundidad del relleno es menor que 0,60 m, se puede despreciar el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga.

Si la profundidad del relleno es mayor que 0,60 m, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, más 1,15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.

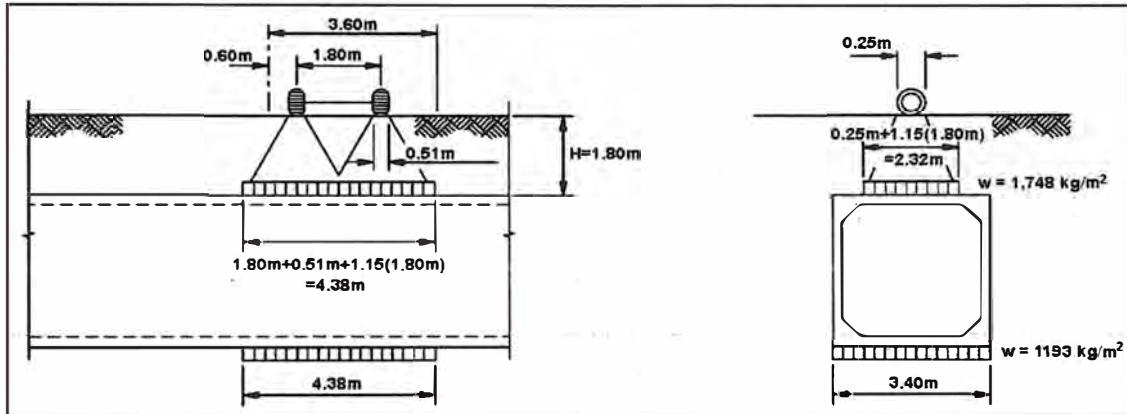
Para las alcantarillas de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se puede despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2,4 m y mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.

En este caso, con la consideración del factor de presencia múltiple $m = 1,2$ (Tabla 3.6.1.1.2-1, AASHTO LRFD), se tiene:

$$W_{LL} = \frac{P_{eje} \times m}{\text{Área de influencia}} = \frac{14,8 \text{ ton} \times 1,2}{4,38 \text{ m} \times 2,32 \text{ m}} = 1,748 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La reacción en el terreno será:

$$w = \frac{14,8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 2,32 \text{ m}}{3,40 \text{ m}} = 1,193 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



Fuente: Elaboración propia
Figura 4.5 Cargas del camión, una vía cargada

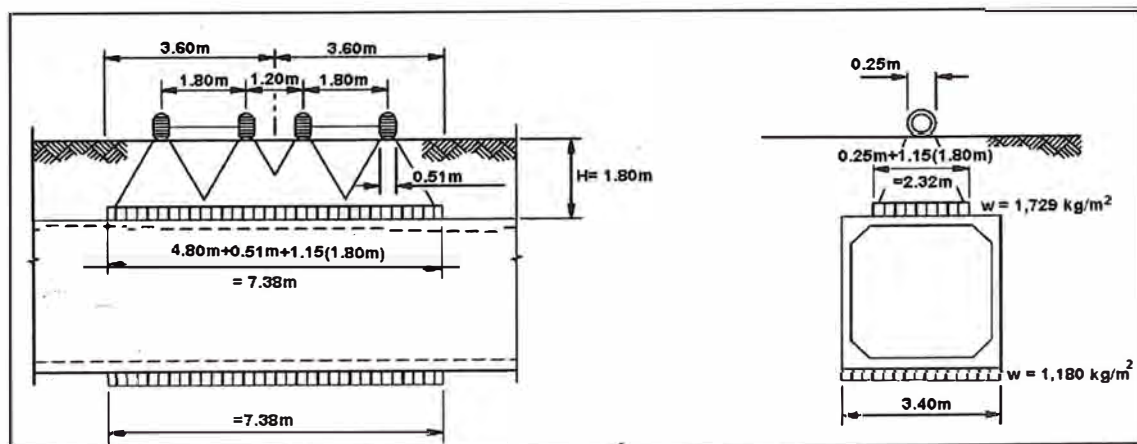
4.2.4.2. Carga de camión HL-93, dos vías cargadas

En este caso, con la consideración del factor de presencia múltiple $m = 1,0$ (Tabla 3.6.1.1.2-1, AASHTO LRFD), se tiene:

$$W_{LL} = \frac{2 \times P_{eje} \times m}{\text{Área de influencia}} = \frac{2 \times 14,8 \text{ ton} \times (1,0)}{7,38 \text{ m} \times 2,32 \text{ m}} = 1,729 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La reacción en el terreno será:

$$w = \frac{1,729 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 2,32 \text{ m}}{3,40 \text{ m}} = 1,180 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

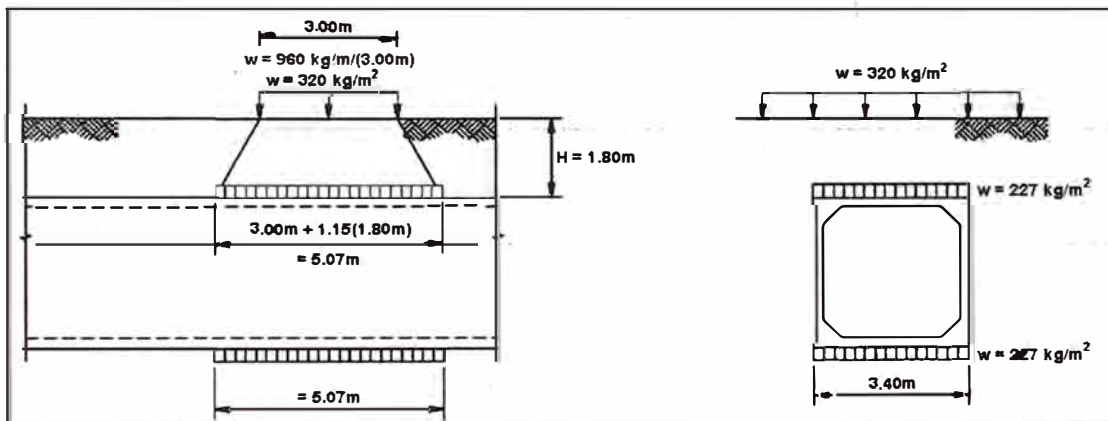


Fuente: Elaboración propia
Figura 4.6 Cargas del camión, dos vías cargadas

4.2.4.3. Carga de vía:

$$w_{LL} = \frac{w_{vía} \times \text{ancho} \times m}{\text{Ancho de influencia}}$$

$$w_{LL} = \frac{320 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 3,0 \text{ m} \times 1,2}{5,07 \text{ m}} = 227 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

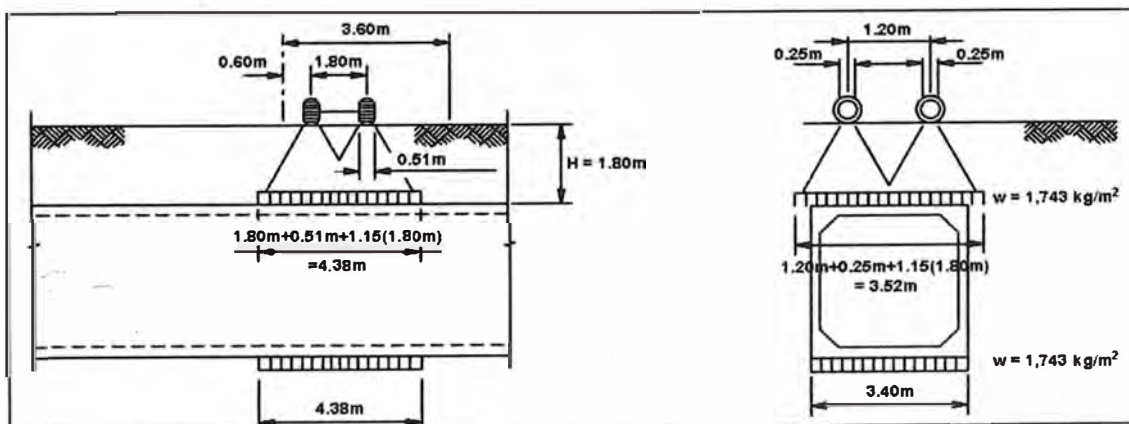


Fuente: Elaboración propia
Figura 4.7 Cargas de vía

4.2.4.4. Carga de Tándem, una vía cargada

$$w_{LL} = \frac{P_{eje} \times m}{\text{Área de influencia}}$$

$$w_{LL} = \frac{22,68 \text{ ton} \times 1,2}{4,38 \text{ m} \times 3,52 \text{ m}} = 1,765 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

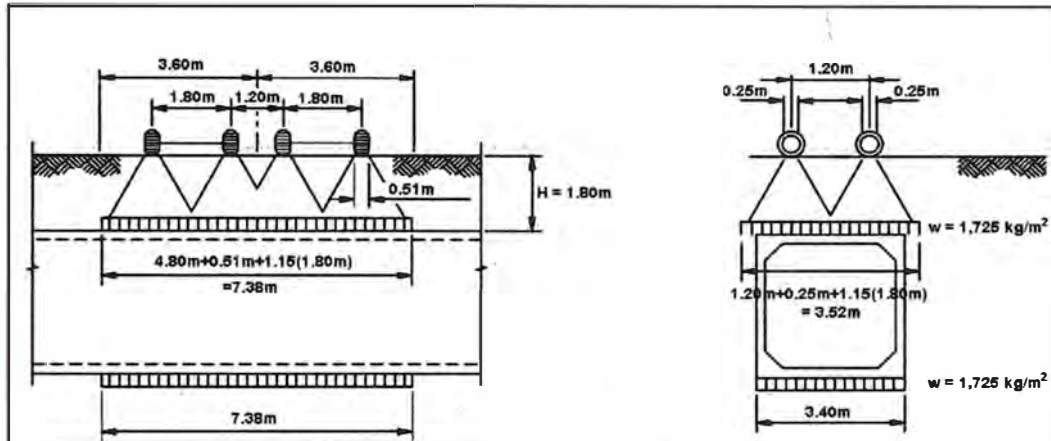


Fuente: Elaboración propia
Figura 4.8 Cargas del tándem de diseño, una vía cargada

4.2.4.5. Carga de Tándem, dos vías cargadas

$$w_{LL} = \frac{2 \times P_{eje} \times m}{\text{Área de influencia}}$$

$$w_{LL} = \frac{2 \times 22,4 \text{ ton} \times 1,0}{7,38 \text{ m} \times 3,52 \text{ m}} = 1,746 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.9 Cargas del tándem de diseño, dos vías cargadas

De acuerdo al análisis tenemos:

Tabla 4.1 Resumen de cálculo de carga dinámica

ID	Vías Cargadas (kg/m ²)	
	1	2
Carga de HL-93	1748	1193
Reacción en el Terreno	1729	1180
Carga de Vía	227	---
Tándem de diseño	1765	1746
Reacción en el Terreno	1765	1746

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia la carga de tándem (una vía cargada) es mayor que el caso del camión de diseño por lo que la usaremos afectado del factor de carga dinámica (IM) junto a la carga de vía para el diseño por Resistencia y Carga de Servicio:

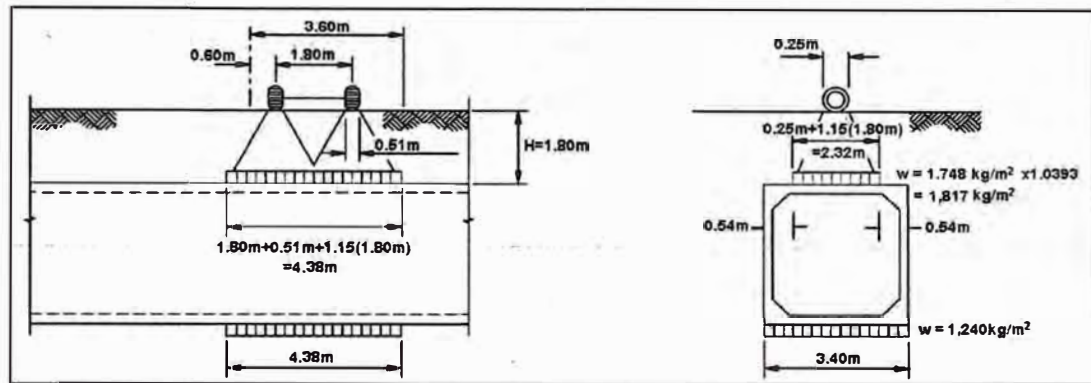
En la losa superior:

$$w_{LL-IM} = 1765 \times (1 + 8,65\%) + 227 = 2145.1 \text{ kg/m}^2$$

En la losa inferior:

$$w_{LL-IM} = 2145.1 \text{ kg/m}^2$$

Para el chequeo por fatiga se usa en una vía cargada con sólo un camión HL-93 con una separación constante de 9,0 m entre los ejes de 14,8 Ton (Art. 3.6.1.4.1). No se aplica el factor de presencia múltiple (Art. 3.6.1.1.2, AASHTO LRFD); se incluye $IM = 1,0393$, tal como lo calculado.



Fuente: Elaboración propia
Figura 4.10 Cargas del camión para fatiga (incluyendo IM)

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, tres casos serán considerados:

a) Carga vertical máxima sobre la losa superior de la alcantarilla y carga máxima saliente en las paredes:

$$DC_{m\acute{a}x} + EV_{m\acute{a}x} + EH_{m\acute{m}n} + (LL + IM)_{m\acute{a}x} + WA_{m\acute{a}x}$$

b) Carga vertical mínima sobre la losa superior y carga máxima entrante en las paredes:

$$DC_{m\acute{m}n} + EV_{m\acute{m}n} + EH_{m\acute{a}x}$$

c) Carga vertical máxima sobre la losa superior y carga máxima entrante en las paredes:

$$DC_{m\acute{a}x} + EV_{m\acute{a}x} + EH_{m\acute{a}x} + (LL + IM)_{m\acute{a}x}$$

Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I son:

1. $U_{R-1} = 1,0 [1,25DC + 1,3EV + 0,65EH + 1,75(LL+IM) + 1,0WA]$
2. $U_{R-2} = 1,0 [0,9DC + 0,9EV + 1,35EH]$
3. $U_{R-3} = 1,0 [1,25DC + 1,3EV + 1,35EH + 1,75(LL+IM)]$

Las combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I son:

4. $U_{S-1} = 1,0 [DC + EV + 0,5EH + (LL+IM) + WA]$
5. $U_{S-2} = 1,0 [DC + EV + EH]$
6. $U_{S-3} = 1,0 [DC + EV + EH + (LL+IM)]$

La combinación de carga para el estado límite de Fatiga es:

7. $U = 0,75(LL+IM)$

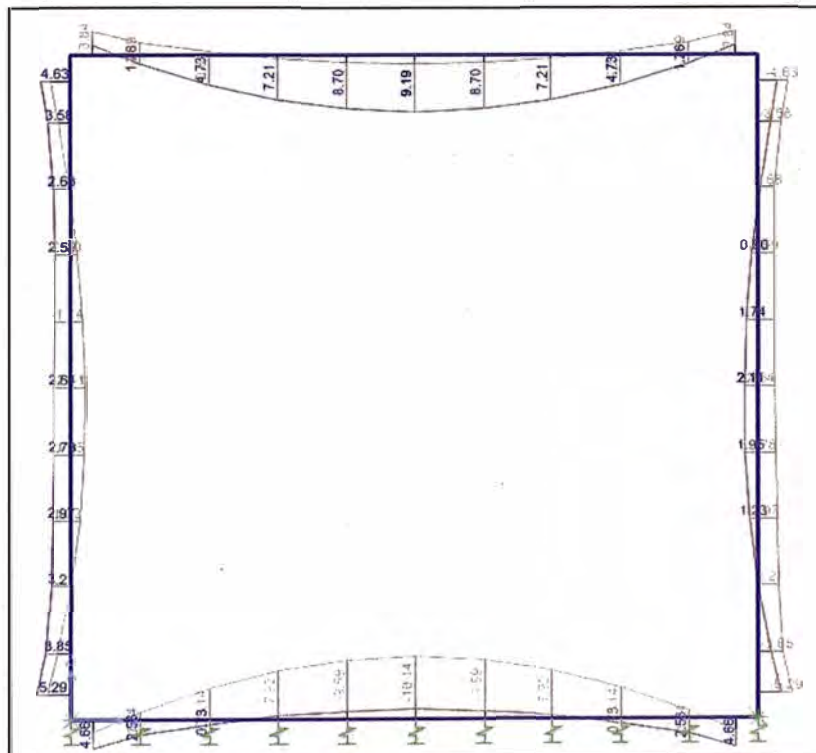
4.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA ALCANTARILLA

Realizando el análisis estructural usando el programa SAP2000 se obtienen las envolventes (ENV-1) de Momento flector (ver Figura 4.11), Cortante (ver Figura 4.12) y Carga Axial (Figura 4.13), en el anexo 3 se detalla los resultados para el análisis considerado.

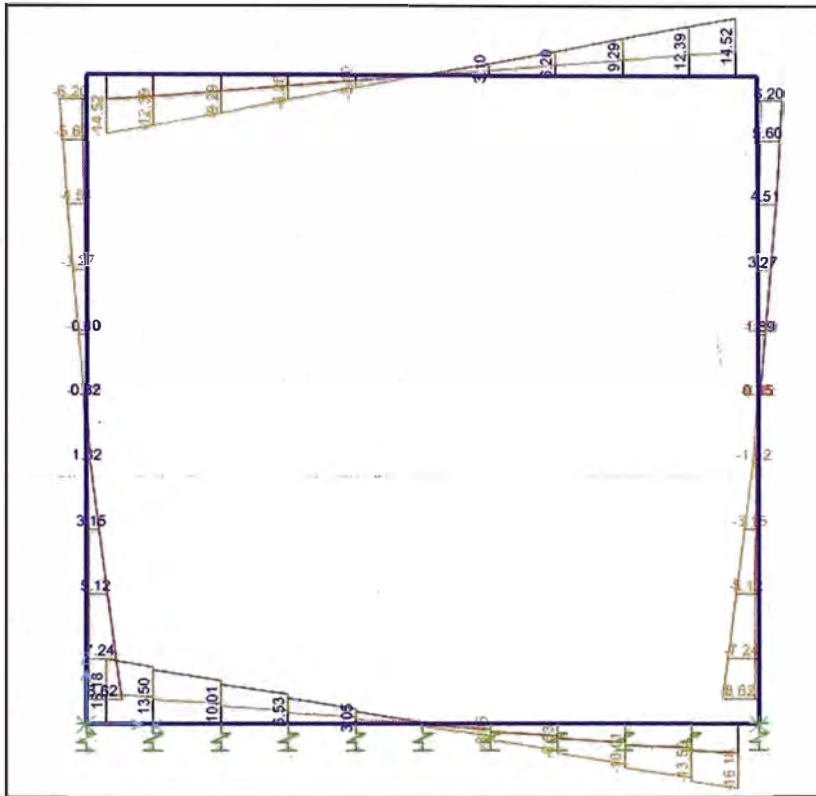
Las envolventes analizadas son:

$$ENV-1 = U_{R-1} + U_{R-2} + U_{R-3}$$

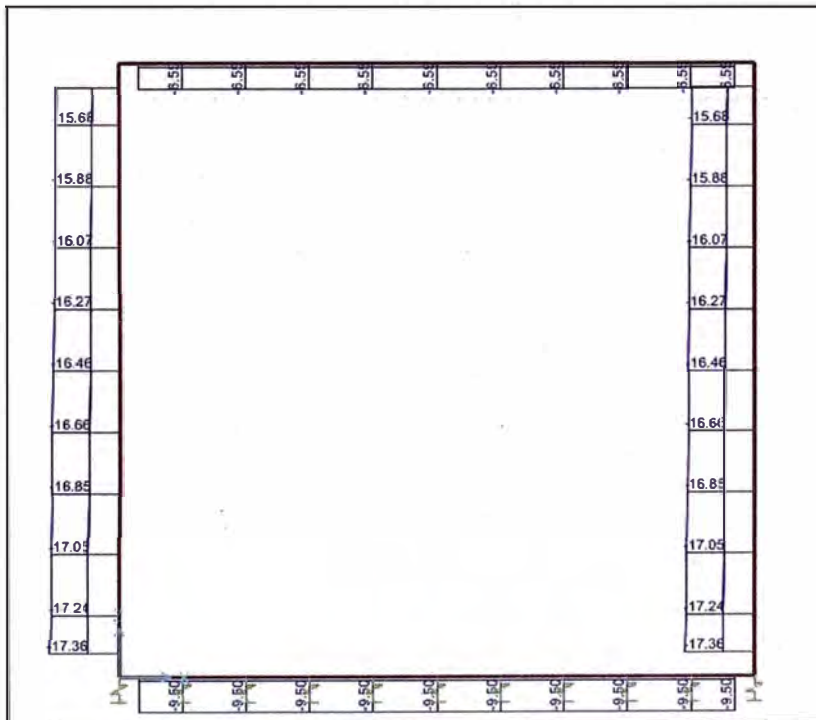
$$ENV-2 = U_{S-1} + U_{S-2} + U_{S-3}$$



Fuente: Elaboración propia
Figura 4.11 Envoltura de Momentos (Resistencia I)



Fuente: Elaboración propia
Figura 4.12 Envolvente de Cortante (Resistencia I)



Fuente: Elaboración propia
Figura 4.13 Envolvente de Carga Axial (Resistencia I)

4.4. CÁLCULO DEL ACERO

4.4.1. Losa superior, acero positivo

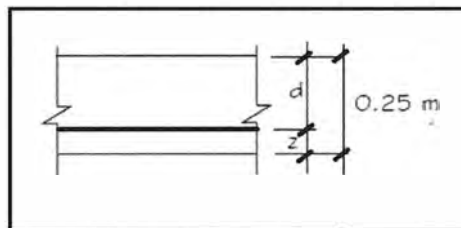
Utilizando la envolvente de momentos para el Estado Límite de Resistencia I se tiene:

$$(+)\ M_u = 9\ 194,94\ \text{kg}\cdot\text{m} = 9,19\ \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Utilizando: $A_s = 1\ \emptyset 3/4'' @ 0,15\text{m}$ ($A_s = 18,93\ \text{cm}^2/\text{m}$) y recubrimiento $r = 4,0\ \text{cm}$ (Tabla 5.12.3-1, del manual AASHTO LRFD)

$$z = 4,0 + \frac{1,905}{2} = 4,95\ \text{cm}$$

$$d = 25\ \text{cm} + 4,96\ \text{cm} = 20,05\ \text{cm}$$



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.14 Distancia efectiva de la varilla de refuerzo

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{18,93 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 100} = 4,405\ \text{cm}$$

$$M_u = 0,9 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times A_s = 0,9 \times 4200 \times \left(20,05 - \frac{4,45}{2}\right) \times 18,93$$

$$M_u = 12,75\ \text{ton} - \text{m} > 9,19\ \text{ton} - \text{m} \quad \text{OK!}$$

As máximo (Art. 5.7.3.3.1, del manual AASHTO LRFD)

Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

Como:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4,45}{0,85} = 5,24 \text{ cm}$$

$$d_e = 20,05 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,26 \leq 0,42 \quad \text{OK!}$$

As mínimo (Arts. 5.7.3.3.2 y 12.11.4.3.2, del manual AASHTO LRFD)

Si la alcantarilla es pre-fabricada, el $A_{s_{\min}} = 0,002 \times A_g$ (Art. 12.11.4.3.2).

Si la alcantarilla es vaciada in situ, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1,2M_{cr}$ y $1,33M_u$ (Art. 5.7.3.3.2):

$$a) \quad 1,2 \times M_{cr} = 1,2 \times f_r \times S = 1,2 \times \left(29,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (10,417 \text{ cm}^3) = 3,64 \text{ ton} - \text{m}$$

Siendo:

$$f_r = 0,63 \times \sqrt{f'_c} \times \text{MPa} = 2,01 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2,01 \times \sqrt{210} = 29,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{100 \times 25^2}{6} = 10,47 \text{ cm}^3$$

$$b) \quad 1,33 \times M_u = 1,33 \times 9,19 \text{ ton} - \text{m} = 12,22 \text{ ton} - \text{m}$$

El menor valor es 3,64 Ton-m y la cantidad de acero propuesta ($18,93 \text{ cm}^2$) resiste: $M_u=12,75 \text{ Ton-m} > 3,64 \text{ Ton-m}$ OK!

Por lo tanto: **Usar 1Ø3/4" @ 0,15 m**

4.5. REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA (Art. 5.7.3.4, del manual AASHTO LRFD)

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \times A)^{1/3}} \leq 0,6 \times f_y$$

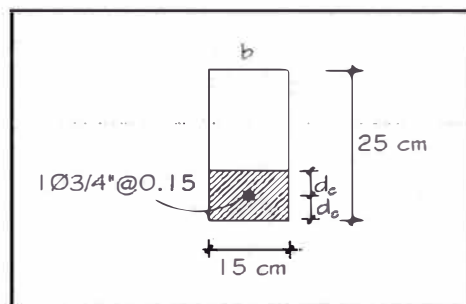
Para el acero principal positivo:

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\emptyset}{2} = 4,0 \text{ cm} + \frac{1,905}{2} \text{ cm} = 4,95 \text{ cm}$$

Dónde: recubrimiento $\leq 5 \text{ cm}$ (Art. 5.7.3.4, del manual AASHTO LRFD)

b = espaciamiento del acero = 15 cm

n_v = número de varillas = 1



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.15 Distancia efectiva para revisión de fisuración

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n_v} = \frac{2 \times 4,95 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}}{1} = 148,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Art. 5.7.3.4, AASHTO LRFD})$$

$Z = 17\ 850 \text{ kg/cm}$ (elementos enterrados) (Art. 5.7.3.4, AASHTO LRFD)

Luego:

$$f_{sa} = \frac{17\ 850 \text{ kg/cm}}{(4,95 \text{ cm} \times 148,5 \text{ cm}^2)^{1/3}} = 1\ 978 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6 \times \left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 2\ 520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 1\ 978 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s \times c}{I} \times n$$

Utilizando la envolvente para el Diseño por Estado Límite de Servicio I:

$M_s = 6\ 560,43 \text{ kg-m/m}$

Para un ancho tributario de $0,15 \text{ m}$:

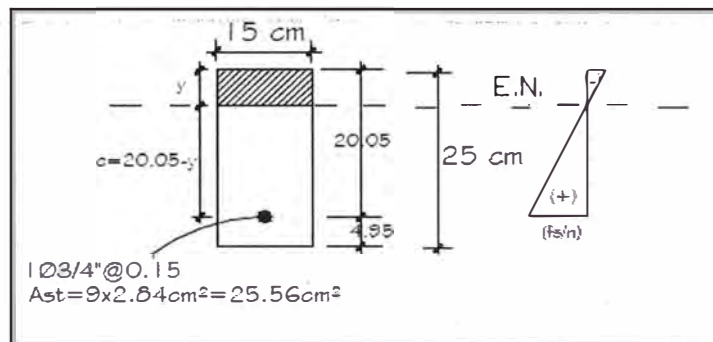
$$M_s = (6,56 \text{ Ton-m/m}) (0,15 \text{ m}) = 0,98 \text{ Ton-m}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} = 2\,039\,400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Art. 5.4.3.2, AASHTO LRFD})$$

$$E_c = 15\,344 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{Art. 5.4.2.4-1, AASHTO LRFD})$$

$$E_c = 15\,344 \times \sqrt{210} = 222\,356 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,039\,400 \text{ kg/cm}^2}{222\,356 \text{ kg/cm}^2} = 9$$



Fuente: Elaboración propia
Figura 4.16 Área de la sección transformada

Área de acero transformada:

$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero}$

$$A_{st} = 9 \times 2,84 \text{ cm}^2 = 25,56 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$15y \times \frac{y}{2} = 25,56 \times (20,05 - y)$$

$$y = 6,74 \text{ cm}, \quad c = 20,05 - y = 13,31 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = A_{st} \times c^2 + \frac{b \times y^3}{3} = 25,56 \times 13,31^2 + \frac{15 \times 6,74^3}{3} = 6\,059 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s \times c}{I} \times n = \frac{0,98 \times 10^5 \times 13,31}{6\,059} \times 9 = 1\,937 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1\,937 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < f_{sa} = 1\,978 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Ahora se deberá calcular el A_s (-) en la losa superior de la alcantarilla y luego chequear de igual modo. Es posible calcular el A_s (-) en base al momento flector en la intersección de la cartela y el elemento de espesor uniforme (Art. 12.11.4.2, del manual AASHTO LRFD).

Posteriormente proceder con el cálculo del acero en las paredes y la losa de fondo realizando las comprobaciones respectivas.

4.6. CHEQUEO DE FATIGA (Tabla 3.4.1-1 y Arts. 3.6.2.1-3.6.2.2, AASHTO LRFD)

Típicamente para rellenos superiores a 0,60 m, la fatiga no gobierna el diseño. Sin embargo se calculará el esfuerzo en el acero debido a la fatiga, asumiendo una sección agrietada.

Del diagrama de momentos tomamos momentos positivos en la losa superior:

$$M_{DC} = 711,02 \text{ kg-m}$$

$$M_{EV} = 3\,895,96 \text{ kg-m}$$

$$M_{EH} = -1\,907,33 \text{ kg-m}$$

$$M_{WA} = 808,36 \text{ kg-m}$$

M_{LL+IM} para el caso de fatiga se calcula con un solo camión de diseño con una separación constante de 9,0 m entre los ejes posteriores y en una sola vía (Art.3.6.1.4.1, del manual AASHTO LRFD).

Del análisis estructural, el momento positivo en losa superior es:

$$M_{fat} = n \times [0,75 \times (M_{LL+IM})] = 1\,332,5 \text{ kg-m}; \text{ con } n = n_D \times n_R \times n_I$$

$$\text{Ahora, con: } j \cdot d = d - (y/3) = 20,05 - (6,74/3) = 17,80 \text{ cm}$$

Rango máximo de esfuerzo

Por cargas de servicio el rango de esfuerzos es:

Para el momento mínimo:

$$M_{\text{mín}} = M_{\text{DC}} + M_{\text{EV}} + M_{\text{EH}} = 711,0 \text{ kg} - \text{m} + 3\,895,9 \text{ kg} - \text{m} + (-1\,907,3 \text{ kg} - \text{m})$$

$$M_{\text{mín}} = 2\,699,65 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo mínimo es:

$$f_{\text{mín}} = \frac{M_{\text{mín}}}{A_s \times (j \cdot d)} = \frac{269\,965 \text{ kg} - \text{cm}}{(18,93 \text{ cm}^2) \times (17,80 \text{ cm})} = 801 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (78,55 \text{ Mpa})$$

Para el momento máximo:

$$M_{\text{mín}} = M_{\text{DC}} + M_{\text{EV}} + M_{\text{EH}} + M_{\text{WA}} + M_{\text{LL+IM}}$$

$$M_{\text{mín}} = 711 + 3\,895 + (-1\,907) + 808 + 1\,332 = 4\,840 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo máximo es:

$$f_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{A_s \times (j \cdot d)} = \frac{484\,051 \text{ kg} - \text{cm}}{(18,93 \text{ cm}^2) \times (17,80 \text{ cm})} = 1\,436 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (140,83 \text{ Mpa})$$

El rango de esfuerzos es: $f = f_{\text{máx}} - f_{\text{mín}} = 1\,436 - 801 = 635 \text{ kg/cm}^2$

El rango límite es:

$$f \leq 145 - 0,33 \times f_{\text{mín}} + 55 \times \left(\frac{r}{h}\right) \quad (\text{Art. 5.5.3.2} - 1, \text{ del manual AASHTO LRFD})$$

Con $r/h = 0,3$:

(Art. 5.5.3)

$$f \leq 145 - 0,33 \times 78,55 + 55 \times (0,3) = 135,57 \text{ MPa} = 1\,383 \text{ kg/cm}^2$$

Como el rango de esfuerzos $f = 635 \text{ kg/cm}^2 < 1\,383 \text{ kg/cm}^2$ OK!

4.7. CHEQUEO POR CORTE (Art. 5.14.5.3, del manual AASHTO LRFD)

En Losa superior:

Cortante actuante

En la intersección de la losa ($e=0,25 \text{ m}$) con la cartela, el cortante actuante es (envolvente de cortante):

$$V_u = 13\,552 \text{ kg}$$

Cortante resistente:

Para losas de alcantarilla tipo cajón debajo de 0.60 m a más de relleno, la resistencia de corte se puede calcular como:

$$V_c = \left(0,178 \times \sqrt{f'_c} + 32 \frac{A_s}{b \cdot d_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right) \times b \cdot d_e \leq 0,332 \times \sqrt{f'_c} \times b \cdot d_e \quad (5.14.5.3 - 1)$$

Para alcantarillas tipo cajón de una sola celda:

$$V_c \geq 0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \cdot d_e \quad (\text{Art. 5.14.5.3, del manual AASHTO LRFD})$$

De modo simplificado tenemos, de la expresión (5.14.5.3-1) y Art. 5.14.5.3:

$$V_c = \left(0,178 \times \sqrt{f'_c} \right) \times b \cdot d_e \geq 0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \cdot d_e$$

$$V_c = 0,25 \times \sqrt{f'_c} \times b \cdot d_e$$

$$V_c = 0,25 \times \sqrt{\frac{210 \text{ kg/cm}^2}{10,2}} \times 1000 \text{ mm} \times 200,5 \text{ mm} = 23\,200 \text{ kg}$$

Siendo:

$$d_e = 25 \text{ cm} - 4,95 \text{ cm} = 20,05 \text{ cm}$$

$$\text{Luego: } V_u = \phi V_c = 0,90 (23\,200 \text{ kg}) = 20\,880 \text{ kg} > 13\,552 \text{ kg} \quad \text{OK!}$$

Revisar del mismo modo por corte la losa inferior y las paredes de la alcantarilla.

4.8. CHEQUEO POR CARGA AXIAL (Artículo 5.7.4, del manual AASHTO LRFD)

En las paredes de la alcantarilla:

Carga axial actuante

En las paredes de la alcantarilla la carga axial actuante es (envolvente de carga axial):

$$P_u = 17\,363 \text{ kg}$$

Carga axial resistente:

Cuando la carga axial mayorada es menor que el 10% de la capacidad en compresión nominal de la sección, el diseño por flexión se puede realizar ignorando los efectos de carga axial.

En nuestro caso, con un factor de resistencia por compresión de 0,70 (Art.5.5.4.2 AASHTO LRFD):

$$0,10 \times \phi \times f'_c \times A_g = 0,10(0,70) \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (100\text{cm} \times 25\text{cm}) = 36\,750\text{kg}$$

Luego:

$P_u = 18\,068\text{kg} < 0,10 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$ y se puede ignorar los efectos de carga axial.

Análogamente se realiza el cálculo y verificaciones de los refuerzos para la losa inferior y los muros. A continuación se resumen los refuerzos, los mismos que se muestran en la Figura 4.16, obtenidos para la alcantarilla:

Para la Losa Superior:

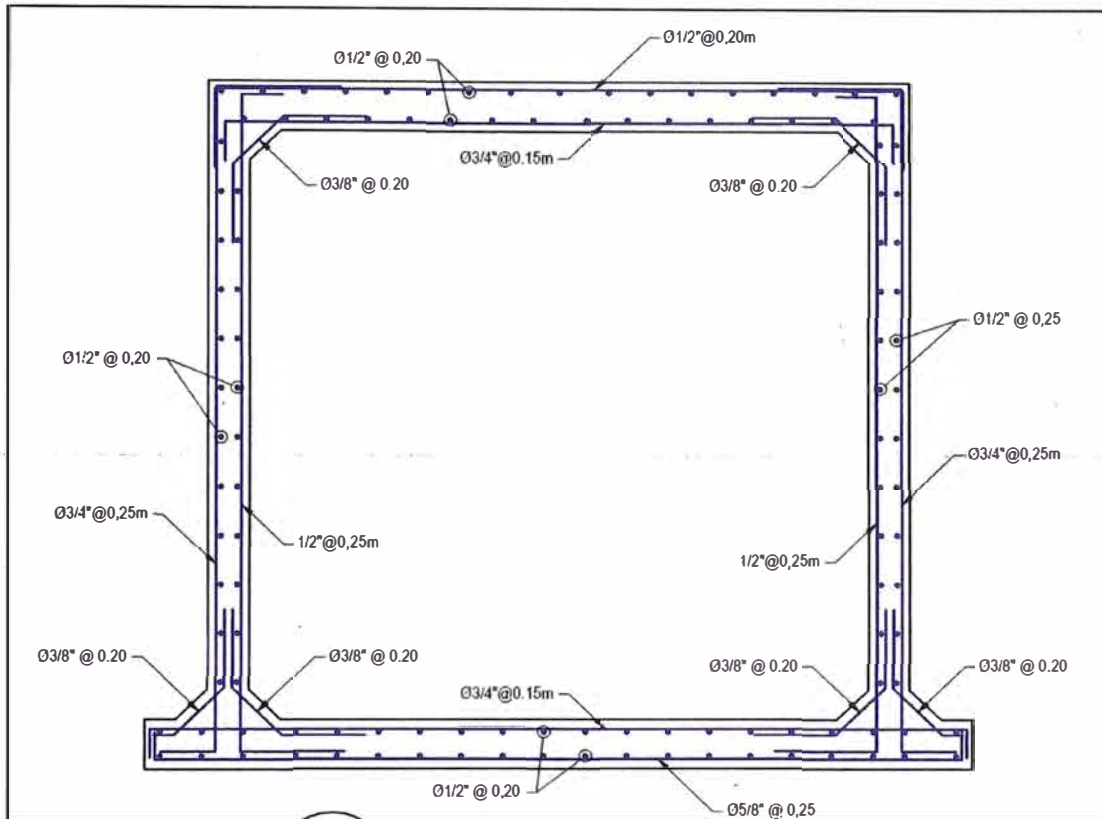
Refuerzo positivo: $\Phi 3/4'' @ 0,15 \text{ m}$
Refuerzo negativo: $\Phi 1/2'' @ 0,20 \text{ m}$
Refuerzo longitudinal: $\Phi 1/2'' @ 0,20 \text{ m}$

Para los Muros:

Refuerzo positivo: $\Phi 1/2'' @ 0,25 \text{ m}$
Refuerzo negativo: $\Phi 3/4'' @ 0,25 \text{ m}$
Refuerzo longitudinal: $\Phi 1/2'' @ 0,20 \text{ m}$

Para la Losa Inferior:

Refuerzo positivo: $\Phi 5/8'' @ 0,25 \text{ m}$
Refuerzo negativo: $\Phi 3/4'' @ 0,15 \text{ m}$
Refuerzo longitudinal: $\Phi 1/2'' @ 0,20 \text{ m}$



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.17 Distribución de acero de refuerzo en el conducto de la alcantarilla

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

1. Para el análisis de las cargas laterales producto del empuje del suelo que afectan a una alcantarilla, es mejor tomar el valor del coeficiente en reposo que el coeficiente activo como valores para el cálculo de la carga lateral; con ello nos acercamos más al comportamiento de la estructura cuando esta se encuentre instalada.
2. AASHTO ha recopilado información sobre la interacción del suelo y la estructura cuando el conducto de la alcantarilla ha sido colocado en una zanja o en un relleno; de ahí la importancia de considerar los factores recomendados por AASHTO en el cálculo de la carga vertical ejercida por el relleno sobre el conducto de la alcantarilla.
3. En el análisis estructural mediante el software SAP2000, se ha notado que realizando un modelo con elementos Shell (área) se obtiene un cálculo más refinado, obteniendo valores de momentos y cortantes menores, respecto a los valores con el modelo de elementos Frame. Se concluye de esta forma, que una solución con un modelo rápido de elementos Frame, arrojará un resultado cauteloso de los refuerzos de la alcantarilla, suficiente para ser aprobados por cualquier revisor.
4. Ante la conclusión 3, el diseñador deberá tener en cuenta que en un proyecto donde la cantidad de alcantarillas son mínimas, realizar un cálculo rápido con elementos Frame puede resultar suficiente para el diseño; pero si estas estructuras representan una cantidad importante, como en proyectos carreteros, realizar un análisis más refinado (modelo 3D) conlleva a la estimación de mejores secciones de refuerzo, resultando un ahorro en las partidas de las alcantarillas.

5.2. RECOMENDACIONES

1. Es importante resaltar que la mayor parte de las expresiones utilizadas en la metodología proporcionada por el manual *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, asume que la estructura enterrada (alcantarilla) está confinada y/o cimentada en un suelo granular con propiedades poco

o medianamente agresivos para la estructura; es recomendable realizar las correcciones a las diferentes expresiones para que el diseño se acerque lo más posible a la realidad.

2. Dentro de las hipótesis de análisis se está considerando, de manera práctica, que la respuesta del suelo ante las distintas cargas que la alcantarilla ejerce sobre esta, se representa en forma de una carga uniformemente repartida; es decir que se está asumiendo que la cimentación es rígida y que el suelo es homogéneo y elástico. Es recomendable que se realice una verificación de los rangos en que la estructura analizada se comporte de manera rígida; para ello es posible realizar las verificaciones de acuerdo a los diferentes planteamientos de distintos autores, entre ellos Meyerhoff, que calculan la rigidez aproximada de la estructura considerando la interacción con el suelo.
3. Si bien AASHTO recomienda un procedimiento adecuado para el diseño estructural de las alcantarillas; es necesario complementarla con las consideraciones indicadas en la norma ACI (318S o con la 350-06) o la norma técnica peruana E-060, donde se indican las recomendaciones mínimas de recubrimientos, espaciamientos, detalles de refuerzos, factores para considerar criterios de durabilidad del concreto, entre otros.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials, Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, Washington, 2002.
2. Autoridad Nacional del Agua, Criterios de diseño de obras hidráulicas para la formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico, Ministerio de Agricultura, Lima, 2010.
3. Bureau of Reclamation, Design of Small canal, United States Department of the Interior, Denver – Colorado, 1978.
4. Calavera Ruiz José, Cálculo de Estructuras de Cimentación, Instituto Técnico de Materiales y Construcción, Madrid - España, 2000, cuarta edición.
5. Gálvez Cruz Daniel, Cálculo estructural de tuberías enterradas por el método de Elemento Finitos, con base en el informe técnico CEN/TR 1295-3, Tesis para obtener el grado de Doctor en ciencias, Madrid-España, Marzo 2011.
6. Highway Design Manual, Reinforced concrete box culverts and similar structures, New York State Department of Transportation, New York, 2011.
7. Quispe Palomino Piter, Diseño de alcantarillado de cajón rectangular: comparación analítica, empírica y modelación numérica, Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Ricardo Palma, Lima, 2008.
8. Harmsen Teodoro, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Lima, 2002, tercera edición.

ANEXOS

- ANEXO 1: CLASIFICACIÓN DE SUELOS
- ANEXO 2: INCREMENTO DEL ESFUERZO VERTICAL EN UNA MASA DE SUELO CAUSADO POR CARGA DE LA CIMENTACIÓN
- ANEXO 3: RESULTADOS ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON SAP2000
- ANEXO 4: DISEÑO DEL CABEZAL
- ANEXO 5: PLANOS DE DISEÑO

ANEXO 1: CLASIFICACIÓN DEL SUELOS

Clasificación de Suelos según AASTHO

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIALES GRANULARES (35% ó menos que pasa por el tamiz n° 200)							MATERIALES LIMO- ARCILLOSOS Más del 35% que pasa por el tamiz n° 200			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Análisis granulométrico, % que pasa Tamiz n° 10 50 máx. Tamiz n° 40 30 máx. Tamiz n° 200 15 máx.											
Características de la fracción que pasa por el tamiz n°40 : Limite líquido Índice de plasticidad											
Índice de grupo	0	0	0	0	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.		
Materiales que constituyen fundamentalmente estos grupos	Fragmentos de piedra, grava y arena.		Arena fina	Grava y arena limosas ó arenosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	

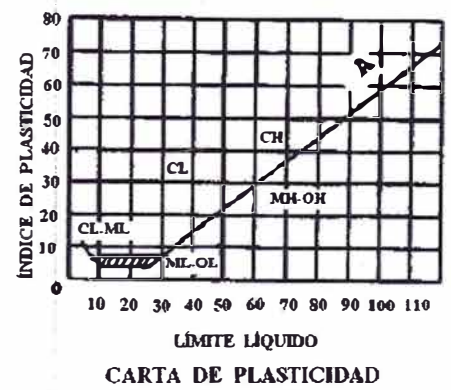
PROCEDIMIENTO . Valiéndose de los resultados de los ensayos realizados , proceder de izquierda a derecha en la tabla hasta encontrar por eliminación el grupo correcto . El primer grupo de la izquierda con el cual se cumplan los datos es la clasificación correcta del suelo . El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual ó menor que LL-30 . El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es igual ó mayor que LL-30 .

Clasificación de Suelos según SUCS

Divisiones principales		Símbolo del grupo	Nombre clásico	Método de identificación en campo excluyendo partículas mayores de 75 mm	Clasificación de laboratorio		
1	2	3	4	5	6		
Suelos de grano grueso Más de la mitad del material es mayor que el 1. n°200	GRAVAS Más de la mitad de los gruesos es > 5mm Para clasificación visual el tamiz #4 equivale a 5 mm	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, poco ó ningún fino	Amplio margen de variación del grano y cantidades importantes de todos los tamaños intermedios de los granos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$ <p>Los límites de Arnerberg bajo la línea A ó IP < 4</p> <p>Los límites de Arnerberg sobre la línea A ó IP > 7</p>		
		GP	Gravas pobremente graduadas, mezclas de grava y arena, poco ó ningún fino	Predomina un tamaño ó una serie de tamaños faltando algunos tamaños intermedios			
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	Finos no plásticos ó con baja plasticidad (para procedimiento de identificación ver grupo ML)			
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	Finos plásticos (para procedimiento de identificación ver grupo CL)			
		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, poco ó ningún fino	Amplio margen de variación del grano y cantidades importantes de todos los tamaños intermedios de los granos			
		SP	Arenas pobremente graduadas, arenas con grava, poco ó ningún fino	Predomina un tamaño ó una serie de tamaños faltando algunos tamaños intermedios			
	ARENAS Más de la mitad de las gruesas es < 5 mm Para clasificación visual el tamiz #4 equivale a 5 mm	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Finos no plásticos ó con baja plasticidad (para procedimiento de identificación ver grupo ML)		$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$ <p>Los límites de Arnerberg bajo la línea A ó IP < 4</p> <p>Los límites de Arnerberg sobre la línea A ó IP > 7</p>	
		SC	Arenas arcillosas, mezcla de arena y arcilla	Finos plásticos (para procedimiento de identificación ver grupo CL)			
		Método de identificación en la fracción menor de tamiz n°40 (0.4 mm)					
Suelos de grano fino Más de la mitad del material es menor que el 1. n°200	El tamaño del tamiz n°200 es aproxiadamente la menor particula viable a simple vista	Limos y arcillas. Límite líquido menor que 50	ML	Limos inorgánicos de baja compresibilidad	Ninguna a ligera	Rápida a lenta	Ninguna
			CL	Arcillas inorgánicas de baja a media compresibilidad arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas	Medio a alta	Ninguna a muy lenta	Medio
		Limos y arcillas. Límite líquido mayor que 50	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja compresibilidad	Ligera a media	Lenta	Ligera
			MH	Limos inorgánicos de alta compresibilidad	Ligera a media	Lenta a magna	Ligera a media
			CH	Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad	Alta a muy alta	Ninguna	Alta
			OH	Arcillas y limos orgánicos de media a alta compresibilidad	Medio a alta	Ninguna a muy lenta	Ligera a medio
	Pt		Turba y otros suelos altamente orgánicos	Fácilmente identificable por el color, olor, tacto esponjoso y a menudo textura fibrosa			

Usar la curva granulométrica para identificar las fracciones

Determinar los % de grava y arena después de la curva granulométrica y después el % de finos (fracción menor que el tamiz n°200)



ANEXO 2: INCREMENTO DEL ESFUERZO VERTICAL EN UNA MASA DE SUELO CAUSADO POR CARGA DE LA CIMENTACIÓN

2.1. Esfuerzo debido a una carga concentrada

En 1885, Boussinesq desarrollo las relaciones matemáticas para la determinación de los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios homogéneos, elásticos e isotrópicos debido a una carga puntual concentrada localizada en la superficie, como muestra la figura 2.1. De acuerdo con su análisis, el incremento de esfuerzo vertical (Δp) en el punto A (figura 2.1) causado por la carga puntual de magnitud P es:

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad (2.1)$$

Donde:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

x, y, z = coordenadas del punto A.

Note que la ecuación 2.1 no es una función de la relación de Poisson del suelo.

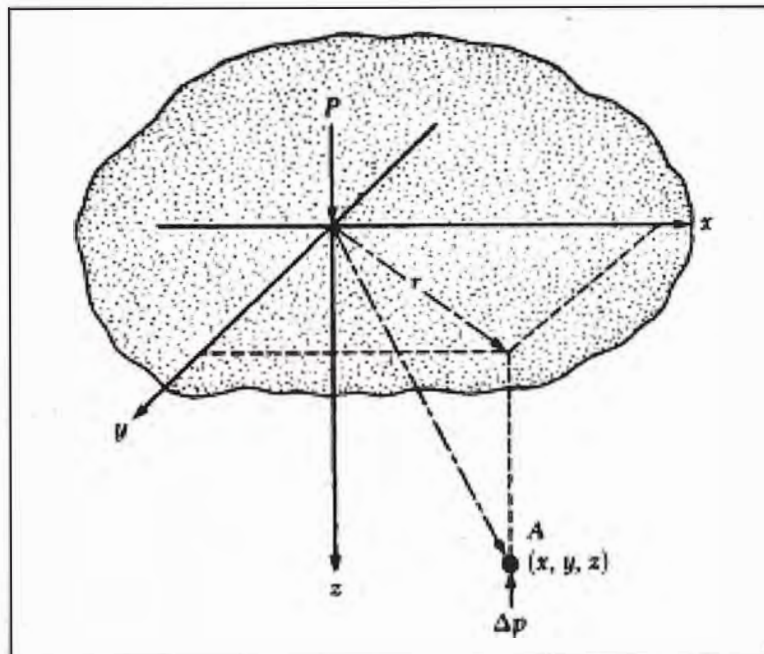


Figura 2.1 Esfuerzo vertical en un punto A, causado por una carga puntual sobre la superficie

2.2. Esfuerzo debajo de un área rectangular

El procedimiento de integración de la ecuación de Boussinesq también permite la evaluación del esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada (figura 2.2). Para esto, considere un área elemental $dA = dx \cdot dy$ sobre la superficie cargada. Si la carga por unidad de área es q_0 , la carga total sobre el área elemental es:

$$dP = q_0 dx dy \quad (2.2)$$

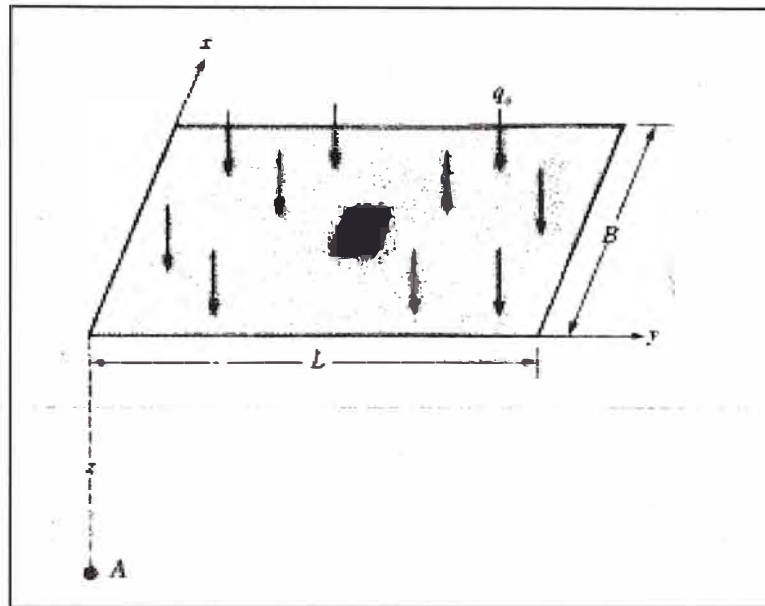


Figura 2.2 Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada

Esta carga elemental, dP , debe tratarse como una carga puntual. El incremento del esfuerzo vertical en el punto A causado por dP se evalúa usando la ecuación 2.1. Sin embargo, note la necesidad de sustituir $dP = q_0 \cdot dx \cdot dy$ por P , y $x^2 + y^2$ por r^2 , en la ecuación 2.1. Entonces:

El incremento del esfuerzo en A causado por:

$$dP = \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2+y^2+z^2)^{5/2}} \quad (2.3)$$

El incremento total del esfuerzo causado por el área total cargada en el punto A se obtiene ahora integrando la ecuación 2.3:

$$\Delta p = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2+y^2+z^2)^{5/2}} = q_0 \times I \quad (2.4)$$

Donde:

Δp = incremento del esfuerzo en A;

I = factor de influencia.

$$I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \times \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right)$$

Cuando m y n son pequeños, el argumento de \tan^{-1} es negativo. En ese caso:

$$I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \times \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \left(\pi + \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right) \right)$$

Donde: $m = B/z$

$$n = L/z$$

2.3. Aplicación

Tomando en consideración el cálculo del esfuerzo debajo de un área rectangular. Asumimos un rectángulo igual al área en contacto de la llanta del camión de diseño especificado por el manual AASHTO LRFD (HL-93), de dimensiones 0,51 x 0,25 cargada con la carga del camión de diseño (σ), tenemos:

Asumiendo que:

$$\sigma = 28,96 \text{ tn/m}^2$$

$$M = 2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}$$

$$N = m^2 + n^2 + 2$$

$$P = m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1$$

$$Q = m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2$$

Obtenemos:

Tabla 1 Esfuerzo debido a la carga concentrada en una esquina

Z (m)	m	n	m ²	n ²	m ² +n ² +1	m x n	M	N	P	Q	I	2 x I (G)	Δσ esquin	Δσ/σ _{adm} (%) centro
0.10	2.6	2.5	6.503	6.250	13.753	6.375	47.28	14.75	54.39	-26.89	0.240	0.48	13.92	48.1
0.20	1.3	1.3	1.626	1.563	4.188	1.594	6.52	5.19	6.73	1.65	0.201	0.40	11.64	40.2
0.30	0.9	0.8	0.723	0.694	2.417	0.708	2.20	3.42	2.92	1.92	0.153	0.31	8.86	30.6
0.40	0.6	0.6	0.406	0.391	1.797	0.398	1.07	2.80	1.96	1.64	0.114	0.23	6.58	22.7
0.50	0.5	0.5	0.260	0.250	1.510	0.255	0.63	2.51	1.58	1.45	0.085	0.17	4.93	17.0
0.60	0.4	0.4	0.181	0.174	1.354	0.177	0.41	2.35	1.39	1.32	0.065	0.13	3.78	13.0
0.70	0.4	0.4	0.133	0.128	1.260	0.130	0.29	2.26	1.28	1.24	0.051	0.10	2.95	10.2
0.80	0.3	0.3	0.102	0.098	1.199	0.100	0.22	2.20	1.21	1.19	0.041	0.08	2.36	8.2
0.90	0.3	0.3	0.080	0.077	1.157	0.079	0.17	2.16	1.16	1.15	0.033	0.07	1.92	6.6
1.00	0.3	0.3	0.065	0.063	1.128	0.064	0.14	2.13	1.13	1.12	0.028	0.06	1.59	5.5
1.10	0.2	0.2	0.054	0.052	1.105	0.053	0.11	2.11	1.11	1.10	0.023	0.05	1.34	4.6
1.20	0.2	0.2	0.045	0.043	1.089	0.044	0.09	2.09	1.09	1.09	0.020	0.04	1.14	3.9
1.30	0.2	0.2	0.038	0.037	1.075	0.038	0.08	2.08	1.08	1.07	0.017	0.03	0.98	3.4
1.40	0.2	0.2	0.033	0.032	1.065	0.033	0.07	2.07	1.07	1.06	0.015	0.03	0.85	2.9
1.50	0.2	0.2	0.029	0.028	1.057	0.028	0.06	2.06	1.06	1.06	0.013	0.03	0.75	2.6
1.60	0.2	0.2	0.025	0.024	1.050	0.025	0.05	2.05	1.05	1.05	0.011	0.02	0.66	2.3
1.70	0.2	0.1	0.023	0.022	1.044	0.022	0.05	2.04	1.04	1.04	0.010	0.02	0.59	2.0
1.80	0.1	0.1	0.020	0.019	1.039	0.020	0.04	2.04	1.04	1.04	0.009	0.02	0.53	1.8
1.90	0.1	0.1	0.018	0.017	1.035	0.018	0.04	2.04	1.04	1.04	0.008	0.02	0.47	1.6
2.00	0.1	0.1	0.016	0.016	1.032	0.016	0.03	2.03	1.03	1.03	0.007	0.01	0.43	1.5
2.10	0.1	0.1	0.015	0.014	1.029	0.014	0.03	2.03	1.03	1.03	0.007	0.01	0.39	1.3
2.20	0.1	0.1	0.013	0.013	1.026	0.013	0.03	2.03	1.03	1.03	0.006	0.01	0.36	1.2
2.30	0.1	0.1	0.012	0.012	1.024	0.012	0.02	2.02	1.02	1.02	0.006	0.01	0.33	1.1
2.40	0.1	0.1	0.011	0.011	1.022	0.011	0.02	2.02	1.02	1.02	0.005	0.01	0.30	1.0
2.50	0.1	0.1	0.010	0.010	1.020	0.010	0.02	2.02	1.02	1.02	0.005	0.01	0.28	1.0
2.60	0.1	0.1	0.010	0.009	1.019	0.009	0.02	2.02	1.02	1.02	0.004	0.01	0.26	0.9
2.70	0.1	0.1	0.009	0.009	1.017	0.009	0.02	2.02	1.02	1.02	0.004	0.01	0.24	0.8
2.80	0.1	0.1	0.008	0.008	1.016	0.008	0.02	2.02	1.02	1.02	0.004	0.01	0.22	0.8
2.90	0.1	0.1	0.008	0.007	1.015	0.008	0.02	2.02	1.02	1.02	0.004	0.01	0.21	0.7
3.00	0.1	0.1	0.007	0.007	1.014	0.007	0.01	2.01	1.01	1.01	0.003	0.01	0.19	0.7

Tabla 2 Esfuerzo debido a la carga concentrada en el centro

Z (m)	m	n	m ²	n ²	m ² +n ² +1	m x n	M	N	P	Q	I	4 x I (F)	Δσ centro	Δσ/σ _{adm} (%) centro
0.10	2.6	1.3	6.503	1.563	9.065	3.188	19.19	10.07	19.23	-1.10	0.218	0.87	25.2	87.1
0.20	1.28	0.6	1.626	0.391	3.016	0.797	2.77	4.02	3.65	2.38	0.149	0.60	17.2	59.5
0.30	0.85	0.4	0.723	0.174	1.896	0.354	0.98	2.90	2.02	1.77	0.099	0.39	11.4	39.5
0.40	0.64	0.3	0.406	0.098	1.504	0.199	0.49	2.50	1.54	1.46	0.068	0.27	7.8	27.0
0.50	0.51	0.3	0.260	0.063	1.323	0.128	0.29	2.32	1.34	1.31	0.048	0.19	5.6	19.3
0.60	0.43	0.2	0.181	0.043	1.224	0.089	0.20	2.22	1.23	1.22	0.036	0.14	4.1	14.3
0.70	0.36	0.2	0.133	0.032	1.165	0.065	0.14	2.16	1.17	1.16	0.027	0.11	3.2	10.9
0.80	0.32	0.2	0.102	0.024	1.126	0.050	0.11	2.13	1.13	1.12	0.022	0.09	2.5	8.6
0.90	0.28	0.1	0.080	0.019	1.100	0.039	0.08	2.10	1.10	1.10	0.017	0.07	2.0	6.9
1.00	0.26	0.1	0.065	0.016	1.081	0.032	0.07	2.08	1.08	1.08	0.014	0.06	1.7	5.7
1.10	0.23	0.1	0.054	0.013	1.067	0.026	0.05	2.07	1.07	1.07	0.012	0.05	1.4	4.8
1.20	0.21	0.1	0.045	0.011	1.056	0.022	0.05	2.06	1.06	1.06	0.010	0.04	1.2	4.0
1.30	0.20	0.1	0.038	0.009	1.048	0.019	0.04	2.05	1.05	1.05	0.009	0.03	1.0	3.5
1.40	0.18	0.1	0.033	0.008	1.041	0.016	0.03	2.04	1.04	1.04	0.008	0.03	0.9	3.0
1.50	0.17	0.1	0.029	0.007	1.036	0.014	0.03	2.04	1.04	1.04	0.007	0.03	0.8	2.6
1.60	0.16	0.1	0.025	0.006	1.032	0.012	0.03	2.03	1.03	1.03	0.006	0.02	0.7	2.3
1.70	0.15	0.1	0.023	0.005	1.028	0.011	0.02	2.03	1.03	1.03	0.005	0.02	0.6	2.1
1.80	0.14	0.1	0.020	0.005	1.025	0.010	0.02	2.02	1.02	1.02	0.005	0.02	0.5	1.8
1.90	0.13	0.1	0.018	0.004	1.022	0.009	0.02	2.02	1.02	1.02	0.004	0.02	0.5	1.7
2.00	0.13	0.1	0.016	0.004	1.020	0.008	0.02	2.02	1.02	1.02	0.004	0.01	0.4	1.5
2.10	0.12	0.1	0.015	0.004	1.018	0.007	0.01	2.02	1.02	1.02	0.003	0.01	0.4	1.4
2.20	0.12	0.1	0.013	0.003	1.017	0.007	0.01	2.02	1.02	1.02	0.003	0.01	0.4	1.2
2.30	0.11	0.1	0.012	0.003	1.015	0.006	0.01	2.02	1.02	1.02	0.003	0.01	0.3	1.1
2.40	0.11	0.1	0.011	0.003	1.014	0.006	0.01	2.01	1.01	1.01	0.003	0.01	0.3	1.0
2.50	0.10	0.1	0.010	0.003	1.013	0.005	0.01	2.01	1.01	1.01	0.002	0.01	0.3	1.0
2.60	0.10	0.0	0.010	0.002	1.012	0.005	0.01	2.01	1.01	1.01	0.002	0.01	0.3	0.9
2.70	0.09	0.0	0.009	0.002	1.011	0.004	0.01	2.01	1.01	1.01	0.002	0.01	0.2	0.8
2.80	0.09	0.0	0.008	0.002	1.010	0.004	0.01	2.01	1.01	1.01	0.002	0.01	0.2	0.8
2.90	0.09	0.0	0.008	0.002	1.010	0.004	0.01	2.01	1.01	1.01	0.002	0.01	0.2	0.7
3.00	0.09	0.0	0.007	0.002	1.009	0.004	0.01	2.01	1.01	1.01	0.002	0.01	0.2	0.7

Notamos que para las profundidades de:

Z = 0.6 m; la carga ha disminuido en casi un 10% de su valor.

Z = 2,4 m; la carga ha disminuido al 1% de su valor.

ANEXO 3: RESULTADOS ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON SAP2000

3.1. Combinaciones de Carga – Estado Límite de Resistencia

Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I son:

1. $U_{R-1} = 1,0 [1,25DC + 1,3EV + 0,65EH + 1,75(LL+IM) + 1,0WA]$
2. $U_{R-2} = 1,0 [0,9DC + 0,9EV + 1,35EH]$
3. $U_{R-3} = 1,0 [1,25DC + 1,3EV + 1,35EH + 1,75(LL+IM)]$

3.2. Combinaciones de Carga – Estado Límite de Servicio

Las combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I son:

4. $U_{S-1} = 1,0 [DC + EV + 0,5EH + (LL+IM) + WA]$
5. $U_{S-2} = 1,0 [DC + EV + EH]$
6. $U_{S-3} = 1,0 [DC + EV + EH + (LL+IM)]$

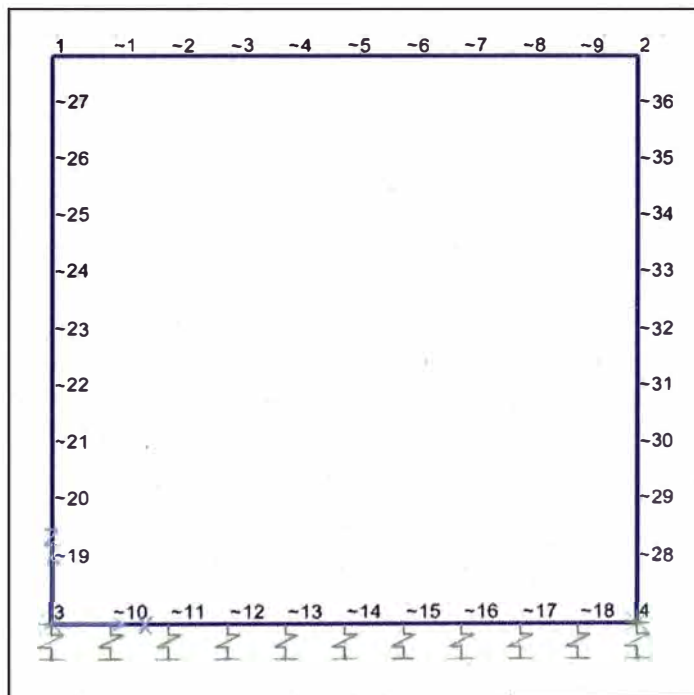
3.3. Combinaciones de Carga – Estado Límite de Fatiga

La combinación de carga para el estado límite de Fatiga es:

7. $U_{\text{fatiga}} = 0,75(LL+IM)$

La combinación de carga para la envolvente es:

1. $ENV-1 = U_{R-1} + U_{R-2} + U_{R-3}$
2. $ENV-2 = U_{S-1} + U_{S-2} + U_{S-3}$



Fuente: Elaboración propia

Figura3.1 Modelo – Marco Rectangular

3.4. Resultados

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	FrameElem
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Text
1	0.1	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-6.186	-1.696	1-1
1	0.32	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-5.279	1.265	1-1
1	0.32	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-5.279	1.265	1-2
1	0.64	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-3.959	4.734	1-2
1	0.64	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-3.959	4.734	1-3
1	0.96	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-2.639	7.212	1-3
1	0.96	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-2.639	7.212	1-4
1	1.28	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-1.320	8.699	1-4
1	1.28	ENV-1	Combination	Max	-1.142	-1.320	8.699	1-5
1	1.6	ENV-1	Combination	Max	-1.142	0.000	9.195	1-5
1	1.6	ENV-1	Combination	Max	-1.142	0.000	9.195	1-6
1	1.92	ENV-1	Combination	Max	-1.142	3.098	8.699	1-6
1	1.92	ENV-1	Combination	Max	-1.142	3.098	8.699	1-7
1	2.24	ENV-1	Combination	Max	-1.142	6.196	7.212	1-7
1	2.24	ENV-1	Combination	Max	-1.142	6.196	7.212	1-8
1	2.56	ENV-1	Combination	Max	-1.142	9.293	4.734	1-8
1	2.56	ENV-1	Combination	Max	-1.142	9.293	4.734	1-9
1	2.88	ENV-1	Combination	Max	-1.142	12.391	1.265	1-9
1	2.88	ENV-1	Combination	Max	-1.142	12.391	1.265	1-10
1	3.1	ENV-1	Combination	Max	-1.142	14.521	-1.696	1-10
1	0.1	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-14.521	-3.839	1-1
1	0.32	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-12.391	-2.093	1-1
1	0.32	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-12.391	-2.093	1-2
1	0.64	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-9.293	-0.615	1-2
1	0.64	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-9.293	-0.615	1-3
1	0.96	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-6.196	0.441	1-3
1	0.96	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-6.196	0.441	1-4
1	1.28	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-3.098	1.074	1-4
1	1.28	ENV-1	Combination	Min	-6.542	-3.098	1.074	1-5
1	1.6	ENV-1	Combination	Min	-6.542	0.000	1.285	1-5
1	1.6	ENV-1	Combination	Min	-6.542	0.000	1.285	1-6
1	1.92	ENV-1	Combination	Min	-6.542	1.320	1.074	1-6
1	1.92	ENV-1	Combination	Min	-6.542	1.320	1.074	1-7
1	2.24	ENV-1	Combination	Min	-6.542	2.639	0.441	1-7
1	2.24	ENV-1	Combination	Min	-6.542	2.639	0.441	1-8
1	2.56	ENV-1	Combination	Min	-6.542	3.959	-0.615	1-8
1	2.56	ENV-1	Combination	Min	-6.542	3.959	-0.615	1-9
1	2.88	ENV-1	Combination	Min	-6.542	5.279	-2.093	1-9
1	2.88	ENV-1	Combination	Min	-6.542	5.279	-2.093	1-10
1	3.1	ENV-1	Combination	Min	-6.542	6.186	-3.839	1-10
1	0.1	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-6.873	-1.008	1-1

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	FrameElem
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Text
1	0.32	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-5.865	1.050	1-1
1	0.32	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-5.865	1.050	1-2
1	0.64	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-4.399	3.461	1-2
1	0.64	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-4.399	3.461	1-3
1	0.96	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-2.933	5.183	1-3
1	0.96	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-2.933	5.183	1-4
1	1.28	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-1.466	6.216	1-4
1	1.28	ENV-2	Combination	Max	-0.513	-1.466	6.216	1-5
1	1.6	ENV-2	Combination	Max	-0.513	0.000	6.560	1-5
1	1.6	ENV-2	Combination	Max	-0.513	0.000	6.560	1-6
1	1.92	ENV-2	Combination	Max	-0.513	2.153	6.216	1-6
1	1.92	ENV-2	Combination	Max	-0.513	2.153	6.216	1-7
1	2.24	ENV-2	Combination	Max	-0.513	4.305	5.183	1-7
1	2.24	ENV-2	Combination	Max	-0.513	4.305	5.183	1-8
1	2.56	ENV-2	Combination	Max	-0.513	6.458	3.461	1-8
1	2.56	ENV-2	Combination	Max	-0.513	6.458	3.461	1-9
1	2.88	ENV-2	Combination	Max	-0.513	8.611	1.050	1-9
1	2.88	ENV-2	Combination	Max	-0.513	8.611	1.050	1-10
1	3.1	ENV-2	Combination	Max	-0.513	10.091	-1.008	1-10
1	0.1	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-10.091	-2.770	1-1
1	0.32	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-8.611	-1.054	1-1
1	0.32	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-8.611	-1.054	1-2
1	0.64	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-6.458	0.588	1-2
1	0.64	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-6.458	0.588	1-3
1	0.96	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-4.305	1.761	1-3
1	0.96	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-4.305	1.761	1-4
1	1.28	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-2.153	2.465	1-4
1	1.28	ENV-2	Combination	Min	-4.296	-2.153	2.465	1-5
1	1.6	ENV-2	Combination	Min	-4.296	0.000	2.700	1-5
1	1.6	ENV-2	Combination	Min	-4.296	0.000	2.700	1-6
1	1.92	ENV-2	Combination	Min	-4.296	1.466	2.465	1-6
1	1.92	ENV-2	Combination	Min	-4.296	1.466	2.465	1-7
1	2.24	ENV-2	Combination	Min	-4.296	2.933	1.761	1-7
1	2.24	ENV-2	Combination	Min	-4.296	2.933	1.761	1-8
1	2.56	ENV-2	Combination	Min	-4.296	4.399	0.588	1-8
1	2.56	ENV-2	Combination	Min	-4.296	4.399	0.588	1-9
1	2.88	ENV-2	Combination	Min	-4.296	5.865	-1.054	1-9
1	2.88	ENV-2	Combination	Min	-4.296	5.865	-1.054	1-10
1	3.1	ENV-2	Combination	Min	-4.296	6.873	-2.770	1-10
2	0.1	ENV-1	Combination	Max	0.000	16.178	4.663	2-1
2	0.32	ENV-1	Combination	Max	0.000	14.378	2.525	2-1
2	0.32	ENV-1	Combination	Max	0.000	13.499	2.525	2-2

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	FrameElem
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Text
2	0.64	ENV-1	Combination	Max	0.000	10.881	0.733	2-2
2	0.64	ENV-1	Combination	Max	0.000	10.009	0.733	2-3
2	0.96	ENV-1	Combination	Max	0.000	7.391	-0.546	2-3
2	0.96	ENV-1	Combination	Max	0.000	6.526	-0.546	2-4
2	1.28	ENV-1	Combination	Max	0.000	3.908	-1.314	2-4
2	1.28	ENV-1	Combination	Max	0.000	3.047	-1.314	2-5
2	1.6	ENV-1	Combination	Max	0.000	0.430	-1.570	2-5
2	1.6	ENV-1	Combination	Max	0.000	-0.312	-1.570	2-6
2	1.92	ENV-1	Combination	Max	0.000	-1.286	-1.314	2-6
2	1.92	ENV-1	Combination	Max	0.000	-1.912	-1.314	2-7
2	2.24	ENV-1	Combination	Max	0.000	-2.886	-0.546	2-7
2	2.24	ENV-1	Combination	Max	0.000	-3.511	-0.546	2-8
2	2.56	ENV-1	Combination	Max	0.000	-4.486	0.733	2-8
2	2.56	ENV-1	Combination	Max	0.000	-5.113	0.733	2-9
2	2.88	ENV-1	Combination	Max	0.000	-6.087	2.525	2-9
2	2.88	ENV-1	Combination	Max	0.000	-6.714	2.525	2-10
2	3.1	ENV-1	Combination	Max	0.000	-7.384	4.663	2-10
2	0.1	ENV-1	Combination	Min	0.000	7.384	2.122	2-1
2	0.32	ENV-1	Combination	Min	0.000	6.714	-1.239	2-1
2	0.32	ENV-1	Combination	Min	0.000	6.087	-1.239	2-2
2	0.64	ENV-1	Combination	Min	0.000	5.113	-5.137	2-2
2	0.64	ENV-1	Combination	Min	0.000	4.486	-5.137	2-3
2	0.96	ENV-1	Combination	Min	0.000	3.511	-7.918	2-3
2	0.96	ENV-1	Combination	Min	0.000	2.886	-7.918	2-4
2	1.28	ENV-1	Combination	Min	0.000	1.912	-9.586	2-4
2	1.28	ENV-1	Combination	Min	0.000	1.286	-9.586	2-5
2	1.6	ENV-1	Combination	Min	0.000	0.312	-10.142	2-5
2	1.6	ENV-1	Combination	Min	0.000	-0.430	-10.142	2-6
2	1.92	ENV-1	Combination	Min	0.000	-3.047	-9.586	2-6
2	1.92	ENV-1	Combination	Min	0.000	-3.908	-9.586	2-7
2	2.24	ENV-1	Combination	Min	0.000	-6.526	-7.918	2-7
2	2.24	ENV-1	Combination	Min	0.000	-7.391	-7.918	2-8
2	2.56	ENV-1	Combination	Min	0.000	-10.009	-5.137	2-8
2	2.56	ENV-1	Combination	Min	0.000	-10.881	-5.137	2-9
2	2.88	ENV-1	Combination	Min	0.000	-13.499	-1.239	2-9
2	2.88	ENV-1	Combination	Min	0.000	-14.378	-1.239	2-10
2	3.1	ENV-1	Combination	Min	0.000	-16.178	2.122	2-10
2	0.1	ENV-2	Combination	Max	0.000	11.417	3.410	2-1
2	0.32	ENV-2	Combination	Max	0.000	10.201	1.375	2-1
2	0.32	ENV-2	Combination	Max	0.000	9.499	1.375	2-2
2	0.64	ENV-2	Combination	Max	0.000	7.730	-0.614	2-2
2	0.64	ENV-2	Combination	Max	0.000	7.033	-0.614	2-3

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	FrameElem
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Text
2	0.96	ENV-2	Combination	Max	0.000	5.264	-2.034	2-3
2	0.96	ENV-2	Combination	Max	0.000	4.571	-2.034	2-4
2	1.28	ENV-2	Combination	Max	0.000	2.803	-2.886	2-4
2	1.28	ENV-2	Combination	Max	0.000	2.113	-2.886	2-5
2	1.6	ENV-2	Combination	Max	0.000	0.346	-3.170	2-5
2	1.6	ENV-2	Combination	Max	0.000	-0.343	-3.170	2-6
2	1.92	ENV-2	Combination	Max	0.000	-1.428	-2.886	2-6
2	1.92	ENV-2	Combination	Max	0.000	-2.121	-2.886	2-7
2	2.24	ENV-2	Combination	Max	0.000	-3.203	-2.034	2-7
2	2.24	ENV-2	Combination	Max	0.000	-3.897	-2.034	2-8
2	2.56	ENV-2	Combination	Max	0.000	-4.979	-0.614	2-8
2	2.56	ENV-2	Combination	Max	0.000	-5.676	-0.614	2-9
2	2.88	ENV-2	Combination	Max	0.000	-6.758	1.375	2-9
2	2.88	ENV-2	Combination	Max	0.000	-7.458	1.375	2-10
2	3.1	ENV-2	Combination	Max	0.000	-8.202	3.410	2-10
2	0.1	ENV-2	Combination	Min	0.000	8.202	1.298	2-1
2	0.32	ENV-2	Combination	Min	0.000	7.458	-1.079	2-1
2	0.32	ENV-2	Combination	Min	0.000	6.758	-1.079	2-2
2	0.64	ENV-2	Combination	Min	0.000	5.676	-3.833	2-2
2	0.64	ENV-2	Combination	Min	0.000	4.979	-3.833	2-3
2	0.96	ENV-2	Combination	Min	0.000	3.897	-5.799	2-3
2	0.96	ENV-2	Combination	Min	0.000	3.203	-5.799	2-4
2	1.28	ENV-2	Combination	Min	0.000	2.121	-6.977	2-4
2	1.28	ENV-2	Combination	Min	0.000	1.428	-6.977	2-5
2	1.6	ENV-2	Combination	Min	0.000	0.343	-7.370	2-5
2	1.6	ENV-2	Combination	Min	0.000	-0.346	-7.370	2-6
2	1.92	ENV-2	Combination	Min	0.000	-2.113	-6.977	2-6
2	1.92	ENV-2	Combination	Min	0.000	-2.803	-6.977	2-7
2	2.24	ENV-2	Combination	Min	0.000	-4.571	-5.799	2-7
2	2.24	ENV-2	Combination	Min	0.000	-5.264	-5.799	2-8
2	2.56	ENV-2	Combination	Min	0.000	-7.033	-3.833	2-8
2	2.56	ENV-2	Combination	Min	0.000	-7.730	-3.833	2-9
2	2.88	ENV-2	Combination	Min	0.000	-9.499	-1.079	2-9
2	2.88	ENV-2	Combination	Min	0.000	-10.201	-1.079	2-10
2	3.1	ENV-2	Combination	Min	0.000	-11.417	1.298	2-10
3	0.125	ENV-1	Combination	Max	-7.948	8.616	5.294	3-1
3	0.325	ENV-1	Combination	Max	-7.862	7.239	3.854	3-1
3	0.325	ENV-1	Combination	Max	-7.862	7.239	3.854	3-2
3	0.65	ENV-1	Combination	Max	-7.721	5.120	3.211	3-2
3	0.65	ENV-1	Combination	Max	-7.721	5.120	3.211	3-3
3	0.975	ENV-1	Combination	Max	-7.581	3.148	2.972	3-3
3	0.975	ENV-1	Combination	Max	-7.581	3.148	2.972	3-4

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	FrameElem
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Text
3	1.3	ENV-1	Combination	Max	-7.441	1.323	2.780	3-4
3	1.3	ENV-1	Combination	Max	-7.441	1.323	2.780	3-5
3	1.625	ENV-1	Combination	Max	-7.300	0.321	2.644	3-5
3	1.625	ENV-1	Combination	Max	-7.300	0.321	2.644	3-6
3	1.95	ENV-1	Combination	Max	-7.160	0.096	2.575	3-6
3	1.95	ENV-1	Combination	Max	-7.160	0.096	2.575	3-7
3	2.275	ENV-1	Combination	Max	-7.019	-0.163	2.585	3-7
3	2.275	ENV-1	Combination	Max	-7.019	-0.163	2.585	3-8
3	2.6	ENV-1	Combination	Max	-6.879	-0.455	2.685	3-8
3	2.6	ENV-1	Combination	Max	-6.879	-0.455	2.685	3-9
3	2.925	ENV-1	Combination	Max	-6.739	-0.782	3.584	3-9
3	2.925	ENV-1	Combination	Max	-6.739	-0.782	3.584	3-10
3	3.125	ENV-1	Combination	Max	-6.652	-0.999	4.632	3-10
3	0.125	ENV-1	Combination	Min	-17.364	0.919	3.664	3-1
3	0.325	ENV-1	Combination	Min	-17.244	0.881	2.113	3-1
3	0.325	ENV-1	Combination	Min	-17.244	0.881	2.113	3-2
3	0.65	ENV-1	Combination	Min	-17.049	0.792	0.108	3-2
3	0.65	ENV-1	Combination	Min	-17.049	0.792	0.108	3-3
3	0.975	ENV-1	Combination	Min	-16.854	0.669	-1.231	3-3
3	0.975	ENV-1	Combination	Min	-16.854	0.669	-1.231	3-4
3	1.3	ENV-1	Combination	Min	-16.659	0.512	-1.954	3-4
3	1.3	ENV-1	Combination	Min	-16.659	0.512	-1.954	3-5
3	1.625	ENV-1	Combination	Min	-16.464	-0.355	-2.107	3-5
3	1.625	ENV-1	Combination	Min	-16.464	-0.355	-2.107	3-6
3	1.95	ENV-1	Combination	Min	-16.269	-1.886	-1.739	3-6
3	1.95	ENV-1	Combination	Min	-16.269	-1.886	-1.739	3-7
3	2.275	ENV-1	Combination	Min	-16.074	-3.270	-0.897	3-7
3	2.275	ENV-1	Combination	Min	-16.074	-3.270	-0.897	3-8
3	2.6	ENV-1	Combination	Min	-15.879	-4.508	0.370	3-8
3	2.6	ENV-1	Combination	Min	-15.879	-4.508	0.370	3-9
3	2.925	ENV-1	Combination	Min	-15.684	-5.598	2.017	3-9
3	2.925	ENV-1	Combination	Min	-15.684	-5.598	2.017	3-10
3	3.125	ENV-1	Combination	Min	-15.564	-6.196	3.062	3-10
3	0.125	ENV-2	Combination	Max	-8.831	5.809	3.817	3-1
3	0.325	ENV-2	Combination	Max	-8.735	4.891	2.748	3-1
3	0.325	ENV-2	Combination	Max	-8.735	4.891	2.748	3-2
3	0.65	ENV-2	Combination	Max	-8.579	3.479	2.387	3-2
3	0.65	ENV-2	Combination	Max	-8.579	3.479	2.387	3-3
3	0.975	ENV-2	Combination	Max	-8.423	2.164	2.291	3-3
3	0.975	ENV-2	Combination	Max	-8.423	2.164	2.291	3-4
3	1.3	ENV-2	Combination	Max	-8.267	0.948	2.179	3-4
3	1.3	ENV-2	Combination	Max	-8.267	0.948	2.179	3-5

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	FrameElem
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Text
3	1.625	ENV-2	Combination	Max	-8.111	0.331	2.066	3-5
3	1.625	ENV-2	Combination	Max	-8.111	0.331	2.066	3-6
3	1.95	ENV-2	Combination	Max	-7.955	0.259	1.969	3-6
3	1.95	ENV-2	Combination	Max	-7.955	0.259	1.969	3-7
3	2.275	ENV-2	Combination	Max	-7.799	0.139	1.903	3-7
3	2.275	ENV-2	Combination	Max	-7.799	0.139	1.903	3-8
3	2.6	ENV-2	Combination	Max	-7.643	-0.030	1.884	3-8
3	2.6	ENV-2	Combination	Max	-7.643	-0.030	1.884	3-9
3	2.925	ENV-2	Combination	Max	-7.487	-0.247	2.516	3-9
3	2.925	ENV-2	Combination	Max	-7.487	-0.247	2.516	3-10
3	3.125	ENV-2	Combination	Max	-7.391	-0.405	3.289	3-10
3	0.125	ENV-2	Combination	Min	-12.263	0.032	2.468	3-1
3	0.325	ENV-2	Combination	Min	-12.167	0.132	2.103	3-1
3	0.325	ENV-2	Combination	Min	-12.167	0.132	2.103	3-2
3	0.65	ENV-2	Combination	Min	-12.011	0.254	0.745	3-2
3	0.65	ENV-2	Combination	Min	-12.011	0.254	0.745	3-3
3	0.975	ENV-2	Combination	Min	-11.855	0.328	-0.169	3-3
3	0.975	ENV-2	Combination	Min	-11.855	0.328	-0.169	3-4
3	1.3	ENV-2	Combination	Min	-11.699	0.354	-0.672	3-4
3	1.3	ENV-2	Combination	Min	-11.699	0.354	-0.672	3-5
3	1.625	ENV-2	Combination	Min	-11.543	-0.172	-0.796	3-5
3	1.625	ENV-2	Combination	Min	-11.543	-0.172	-0.796	3-6
3	1.95	ENV-2	Combination	Min	-11.387	-1.193	-0.571	3-6
3	1.95	ENV-2	Combination	Min	-11.387	-1.193	-0.571	3-7
3	2.275	ENV-2	Combination	Min	-11.231	-2.116	-0.031	3-7
3	2.275	ENV-2	Combination	Min	-11.231	-2.116	-0.031	3-8
3	2.6	ENV-2	Combination	Min	-11.075	-2.940	0.793	3-8
3	2.6	ENV-2	Combination	Min	-11.075	-2.940	0.793	3-9
3	2.925	ENV-2	Combination	Min	-10.919	-3.667	1.869	3-9
3	2.925	ENV-2	Combination	Min	-10.919	-3.667	1.869	3-10
3	3.125	ENV-2	Combination	Min	-10.823	-4.066	1.993	3-10
4	0.125	ENV-1	Combination	Max	-7.948	-0.919	-3.664	4-1
4	0.325	ENV-1	Combination	Max	-7.862	-0.881	-2.113	4-1
4	0.325	ENV-1	Combination	Max	-7.862	-0.881	-2.113	4-2
4	0.65	ENV-1	Combination	Max	-7.721	-0.792	-0.108	4-2
4	0.65	ENV-1	Combination	Max	-7.721	-0.792	-0.108	4-3
4	0.975	ENV-1	Combination	Max	-7.581	-0.669	1.231	4-3
4	0.975	ENV-1	Combination	Max	-7.581	-0.669	1.231	4-4
4	1.3	ENV-1	Combination	Max	-7.441	-0.512	1.954	4-4
4	1.3	ENV-1	Combination	Max	-7.441	-0.512	1.954	4-5
4	1.625	ENV-1	Combination	Max	-7.300	0.355	2.107	4-5
4	1.625	ENV-1	Combination	Max	-7.300	0.355	2.107	4-6

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	FrameElem
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Text
4	1.95	ENV-1	Combination	Max	-7.160	1.886	1.739	4-6
4	1.95	ENV-1	Combination	Max	-7.160	1.886	1.739	4-7
4	2.275	ENV-1	Combination	Max	-7.019	3.270	0.897	4-7
4	2.275	ENV-1	Combination	Max	-7.019	3.270	0.897	4-8
4	2.6	ENV-1	Combination	Max	-6.879	4.508	-0.370	4-8
4	2.6	ENV-1	Combination	Max	-6.879	4.508	-0.370	4-9
4	2.925	ENV-1	Combination	Max	-6.739	5.598	-2.017	4-9
4	2.925	ENV-1	Combination	Max	-6.739	5.598	-2.017	4-10
4	3.125	ENV-1	Combination	Max	-6.652	6.196	-3.062	4-10
4	0.125	ENV-1	Combination	Min	-17.364	-8.616	-5.294	4-1
4	0.325	ENV-1	Combination	Min	-17.244	-7.239	-3.854	4-1
4	0.325	ENV-1	Combination	Min	-17.244	-7.239	-3.854	4-2
4	0.65	ENV-1	Combination	Min	-17.049	-5.120	-3.211	4-2
4	0.65	ENV-1	Combination	Min	-17.049	-5.120	-3.211	4-3
4	0.975	ENV-1	Combination	Min	-16.854	-3.148	-2.972	4-3
4	0.975	ENV-1	Combination	Min	-16.854	-3.148	-2.972	4-4
4	1.3	ENV-1	Combination	Min	-16.659	-1.323	-2.780	4-4
4	1.3	ENV-1	Combination	Min	-16.659	-1.323	-2.780	4-5
4	1.625	ENV-1	Combination	Min	-16.464	-0.321	-2.644	4-5
4	1.625	ENV-1	Combination	Min	-16.464	-0.321	-2.644	4-6
4	1.95	ENV-1	Combination	Min	-16.269	-0.096	-2.575	4-6
4	1.95	ENV-1	Combination	Min	-16.269	-0.096	-2.575	4-7
4	2.275	ENV-1	Combination	Min	-16.074	0.163	-2.585	4-7
4	2.275	ENV-1	Combination	Min	-16.074	0.163	-2.585	4-8
4	2.6	ENV-1	Combination	Min	-15.879	0.455	-2.685	4-8
4	2.6	ENV-1	Combination	Min	-15.879	0.455	-2.685	4-9
4	2.925	ENV-1	Combination	Min	-15.684	0.782	-3.584	4-9
4	2.925	ENV-1	Combination	Min	-15.684	0.782	-3.584	4-10
4	3.125	ENV-1	Combination	Min	-15.564	0.999	-4.632	4-10
4	0.125	ENV-2	Combination	Max	-8.831	-0.032	-2.468	4-1
4	0.325	ENV-2	Combination	Max	-8.735	-0.132	-2.103	4-1
4	0.325	ENV-2	Combination	Max	-8.735	-0.132	-2.103	4-2
4	0.65	ENV-2	Combination	Max	-8.579	-0.254	-0.745	4-2
4	0.65	ENV-2	Combination	Max	-8.579	-0.254	-0.745	4-3
4	0.975	ENV-2	Combination	Max	-8.423	-0.328	0.169	4-3
4	0.975	ENV-2	Combination	Max	-8.423	-0.328	0.169	4-4
4	1.3	ENV-2	Combination	Max	-8.267	-0.354	0.672	4-4
4	1.3	ENV-2	Combination	Max	-8.267	-0.354	0.672	4-5
4	1.625	ENV-2	Combination	Max	-8.111	0.172	0.796	4-5
4	1.625	ENV-2	Combination	Max	-8.111	0.172	0.796	4-6
4	1.95	ENV-2	Combination	Max	-7.955	1.193	0.571	4-6
4	1.95	ENV-2	Combination	Max	-7.955	1.193	0.571	4-7

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	FrameElem
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Text
4	2.275	ENV-2	Combination	Max	-7.799	2.116	0.031	4-7
4	2.275	ENV-2	Combination	Max	-7.799	2.116	0.031	4-8
4	2.6	ENV-2	Combination	Max	-7.643	2.940	-0.793	4-8
4	2.6	ENV-2	Combination	Max	-7.643	2.940	-0.793	4-9
4	2.925	ENV-2	Combination	Max	-7.487	3.667	-1.869	4-9
4	2.925	ENV-2	Combination	Max	-7.487	3.667	-1.869	4-10
4	3.125	ENV-2	Combination	Max	-7.391	4.066	-1.993	4-10
4	0.125	ENV-2	Combination	Min	-12.263	-5.809	-3.817	4-1
4	0.325	ENV-2	Combination	Min	-12.167	-4.891	-2.748	4-1
4	0.325	ENV-2	Combination	Min	-12.167	-4.891	-2.748	4-2
4	0.65	ENV-2	Combination	Min	-12.011	-3.479	-2.387	4-2
4	0.65	ENV-2	Combination	Min	-12.011	-3.479	-2.387	4-3
4	0.975	ENV-2	Combination	Min	-11.855	-2.164	-2.291	4-3
4	0.975	ENV-2	Combination	Min	-11.855	-2.164	-2.291	4-4
4	1.3	ENV-2	Combination	Min	-11.699	-0.948	-2.179	4-4
4	1.3	ENV-2	Combination	Min	-11.699	-0.948	-2.179	4-5
4	1.625	ENV-2	Combination	Min	-11.543	-0.331	-2.066	4-5
4	1.625	ENV-2	Combination	Min	-11.543	-0.331	-2.066	4-6
4	1.95	ENV-2	Combination	Min	-11.387	-0.259	-1.969	4-6
4	1.95	ENV-2	Combination	Min	-11.387	-0.259	-1.969	4-7
4	2.275	ENV-2	Combination	Min	-11.231	-0.139	-1.903	4-7
4	2.275	ENV-2	Combination	Min	-11.231	-0.139	-1.903	4-8
4	2.6	ENV-2	Combination	Min	-11.075	0.030	-1.884	4-8
4	2.6	ENV-2	Combination	Min	-11.075	0.030	-1.884	4-9
4	2.925	ENV-2	Combination	Min	-10.919	0.247	-2.516	4-9
4	2.925	ENV-2	Combination	Min	-10.919	0.247	-2.516	4-10
4	3.125	ENV-2	Combination	Min	-10.823	0.405	-3.289	4-10

ANEXO 4: DISEÑO DEL CABEZAL

4.1. Parámetros de diseño

4.1.1. Material: Concreto Armado

Peso específico del concreto:	$\gamma_c = 2,4 \text{ t/m}^3$
Resistencia a la compresión:	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de Fluencia del Acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento de la pantalla:	$r_1 = 5 \text{ cm}$
Recubrimiento en zapata:	$r_2 = 7,5 \text{ cm}$
Factores de reducción de resistencia a flexión:	$Fr = 0,9$
Factores de reducción de resistencia al corte:	$Fv = 0,85$

4.1.2. Parámetros del terreno

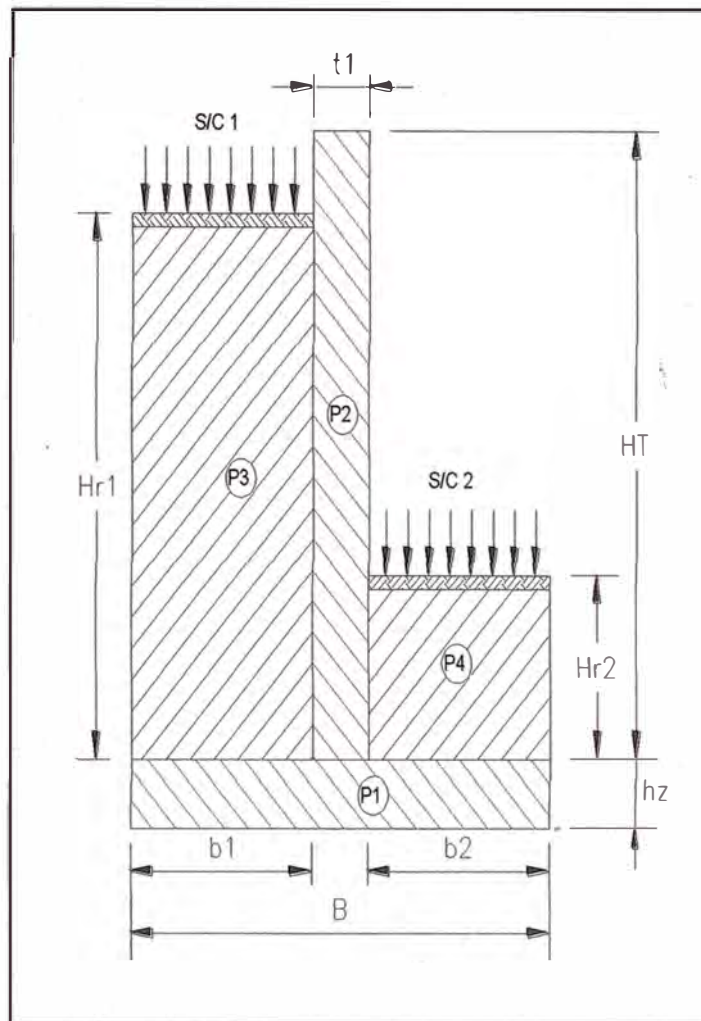
Peso específico del terreno:	$\gamma_{\text{terreno}} = 1,8 \text{ t/m}^2$
Capacidad portante del Suelo:	$\sigma_{\text{admisible}} = 3 \text{ kg/cm}^2$
Talud del terreno:	$i = 50^\circ$
Angulo de fricción interna:	$\phi = 30^\circ$
K activo:	$K_a = 0,333$
K pasivo:	$K_p = 3,00$
Altura de Relleno:	$H_{r_1} = 2,5 \text{ m}$
Altura de Relleno:	$H_{r_2} = 0,0 \text{ m}$
Altura equivalente de sobrecarga s/c 1:	$h_1' = 0 \text{ m}$
Altura equivalente de sobrecarga s/c 2:	$h_2' = 0 \text{ m}$

4.1.3. Coeficiente Sísmico

Coeficiente sísmico:	$c = 0,2$
----------------------	-----------

4.2. Geometría

$b_1 = 0,00 \text{ m}$
$b_2 = 5,00 \text{ m}$
$T_1 = 0,25 \text{ m}$
$B = 5,25 \text{ m}$
$H_z = 0,25 \text{ m}$
$H_t = 2,60 \text{ m}$



4.3. Norma Adoptada

4.3.1. Combinaciones de carga

- Combinaciones en servicio:

Estado de carga I: $D + LL + E$

Estado de Carga II: $D + LL + E + EQ$

- Combinaciones para el diseño por resistencia

Estado de carga I: $1,4D + 1,7L + 1,7E$

Estado de carga II: $1,25D + 1,25L + 1,25E + EQ$

Dónde:

D: Carga muerta

LL: Carga Viva

E: Empuje del suelo

EQ: Carga de sismo

4.4. Factores de seguridad

4.4.1. Factor de seguridad al deslizamiento (FSD)

Estado de carga I: 1,5
Estado de carga II: 1,25

4.4.2. Factor de seguridad al volteo (FSV)

Estado de carga I: 2
Estado de carga II: 1,5

4.5. Estabilidad

La estabilidad se verificará para las combinaciones de cargas en servicio

4.5.1. Verificación de la estabilidad:

- Fuerzas estabilizadores

Pi	Pesos (P) Ton	Brazo de giro (X) m	Momento (P*X) T*m
P1	6.30	2.63	16.54
P2	1.56	5.12	7.99
P3	0.00	5.25	0.00
P4	0.00	2.50	0.00
	0.34	5.12	1.74
Total	8.20		26.28

$$F_{\text{pasiva}} = 0,68 \text{ tn}$$

- Fuerzas desestabilizadoras

Pi	Fuerza (P) Ton	Brazo de giro (X) m	Momento (P*X) T*m
E _{activo}	2.70	1.00	2.70
E _{s/c 1}	0.00	1.50	0.00
E _{pasivo}	0.68	0.17	-0.11
E _{s/c 2}	0.00	0.25	0.00
			1.03
Total	2.70		3.62

Para el estado de carga I:

$$FSD = 4,78 / 2,70 = 1,77 \text{ OK.}$$

$$FSV = 26,28 / 3,62 = 7,26 \quad \text{OK.}$$

• Sismo por Mononobe – Okabe

$$K_h = 0,2$$

$$K_v = 0,1$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\delta = 6,26^\circ$$

$$\theta = 12,53^\circ$$

$$K_{a \text{ sismo}} = 0,48$$

Pi	Fuerza (P) Ton	Brazo de giro (X) m	Momento (P*X) T*m
DE _{activo} sismo	0,79	1,80	1,43

Para el estado de carga II:

$$FSD = 4,78 / 3,49 = 1,37 \quad \text{OK.}$$

$$FSV = 26,28 / 5,05 = 5,20 \quad \text{OK.}$$

4.5.2. Presiones admisibles sobre el terreno

Estado de carga I :

$$\begin{aligned} B/6 &= 0.88 & \text{m} \\ x_0 &= 2.76 & \text{m} \\ e &= 0.14 & \text{m} \\ q_1 &= 1.81 & \text{Tn/m}^2 & \text{ok} \\ q_2 &= 1.32 & \text{Tn/m}^2 & \text{ok} \end{aligned}$$

Estado de carga II :

$$\begin{aligned} B/6 &= 0.88 & \text{m} \\ x_0 &= 2.59 & \text{m} \\ e &= 0.04 & \text{m} \\ q_1 &= 1.63 & \text{Tn/m}^2 & \text{ok} \\ q_2 &= 1.50 & \text{Tn/m}^2 & \text{ok} \end{aligned}$$

4.6. Diseño en concreto armado

Se realizara con las combinaciones de cargas para diseño por resistencia

4.6.1. Diseño de la pantalla

Estado de carga I:

$$Mu_1 = 2,66 \text{ t-m} \quad Vu_1 = 2,67 \text{ t}$$

Estado de carga II:

$Mu_1 = 2,78 \text{ t-m}$ $Vu_1 = 2,43 \text{ t}$

Para el diseño:

$Mu_1 = 2,78 \text{ t-m}$ $Vu_1 = 2,67 \text{ t}$

Refuerzo por flexión:

Acero requerido:

$d = 0.21 \text{ m}$
 $w = 0.0340482$
 $\rho = 0.0017024$
 $As = 3.58 \text{ cm}^2$

$As_{FINAL} = 6.3 \text{ cm}^2$

$As_{COLOCADO} = 1/2" @ 0.20 \text{ ok}$

Acero mínimo:

$As_{min} = 0.0030*b*d$

$As_{min} = 6.3 \text{ cm}^2$

Verificación por corte:

$Vu < \phi Vc = \phi * 0.53(\sqrt{f'c}) * b * d$
 $\phi Vc = 13.71 \text{ tn}$
 $Vu < \phi Vc \text{ ok}$

4.6.2. Diseño de la zapata

Estado de carga I :

$B/6 = 0.88 \text{ m}$
 $x0 = 2.67 \text{ m}$
 $e = 0.04 \text{ m}$
 $q1 = 2.30 \text{ Tn/m}^2$
 $q2 = 2.08 \text{ Tn/m}^2$

Estado de carga II :

$B/6 = 0.88 \text{ m}$
 $x0 = 2.62 \text{ m}$
 $e = 0.00 \text{ m}$
 $q1 = 2.19 \text{ Tn/m}^2$
 $q2 = 2.18 \text{ Tn/m}^2$

$q_{DISEÑO} = 2,30 \text{ tn/m}^2$

$Mu_{DISEÑO} = 28,69 \text{ tn/m}$

$Vu_{DISEÑO} = 10,50 \text{ tn}$

Refuerzo por flexión:

Acero requerido:

$d = 0.425 \text{ m}$
 $w = 0.0886806$
 $\rho = 0.004434$
 $As = 18.84 \text{ cm}^2$

Acero mínimo:

$As_{min} = 0.003*b*d$

$As_{min} = 12.75 \text{ cm}^2$

AS FINAL = 18.84 cm²
 AS COLOCADO = 3/4" @ 0.15 ok

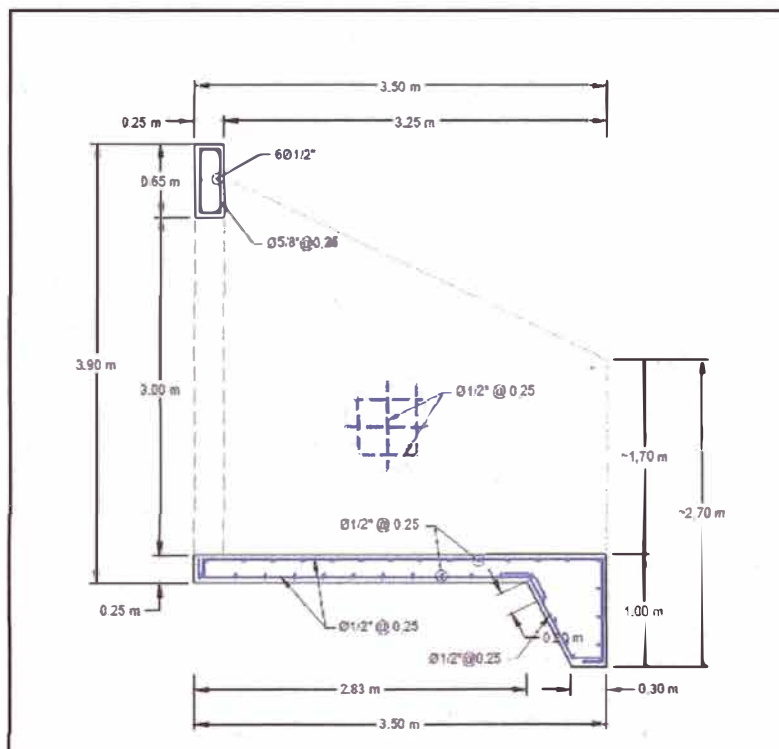
Verificación por corte:

$$V_u < \phi V_c = \phi * 0.53(\sqrt{f'_c}) * b * d$$

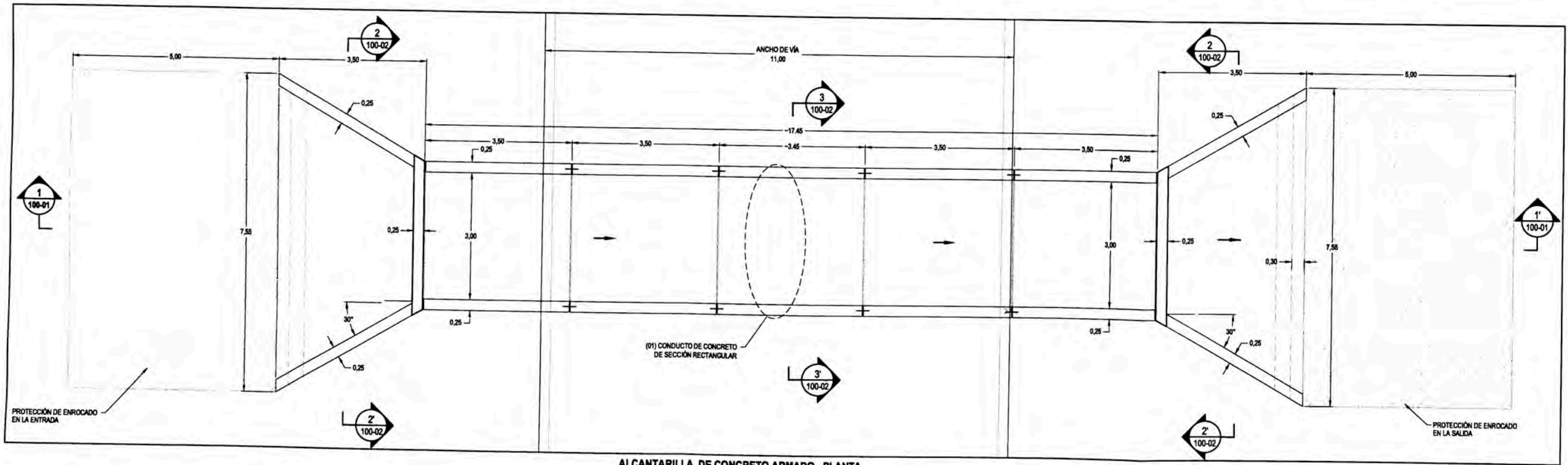
$$\phi V_c = 27.75 \quad \text{tn}$$

$$V_u < \phi V_c \quad \text{ok}$$

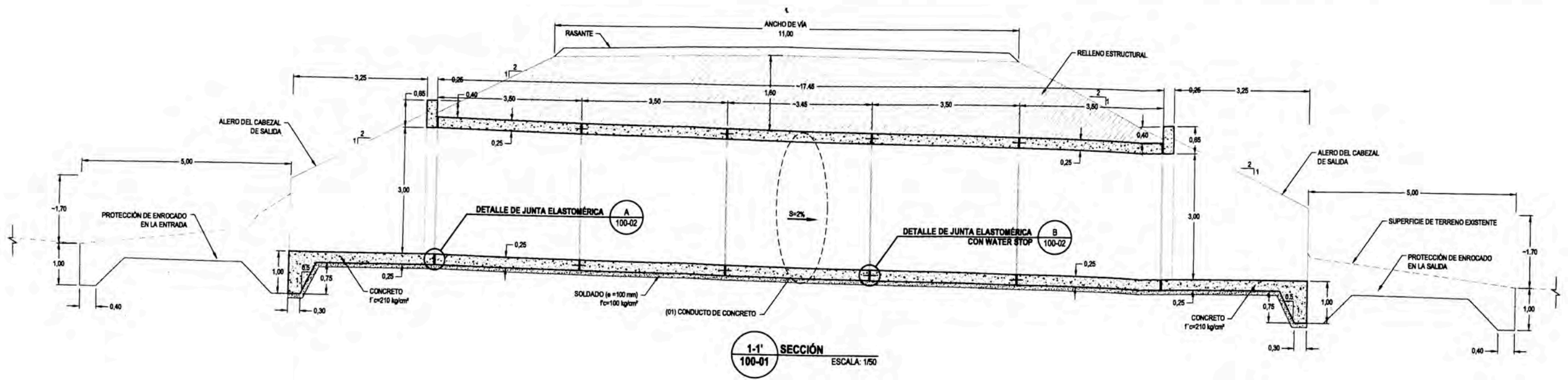
La estructura propuesta queda:



ANEXO 5: PLANOS DE DISEÑO



ALCANTARILLA DE CONCRETO ARMADO - PLANTA
ESCALA: 1/50



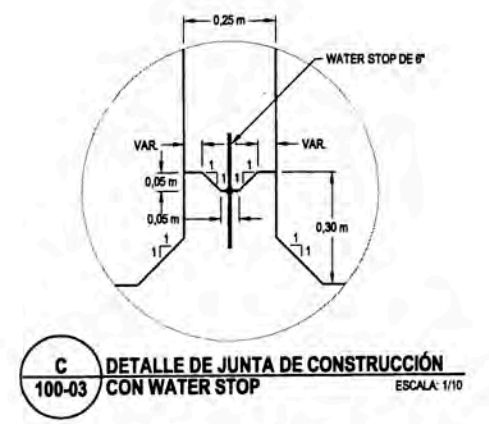
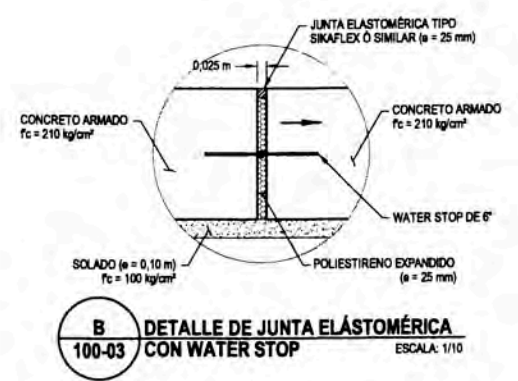
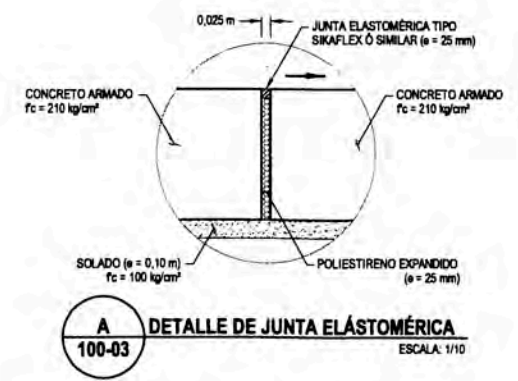
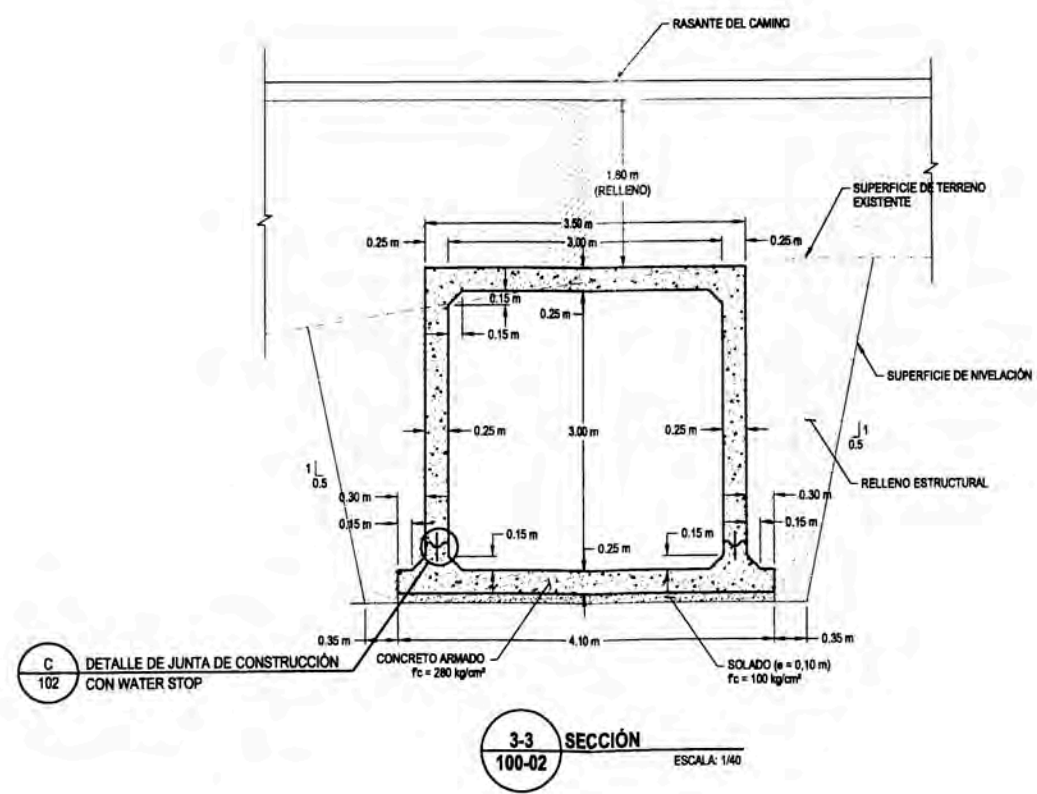
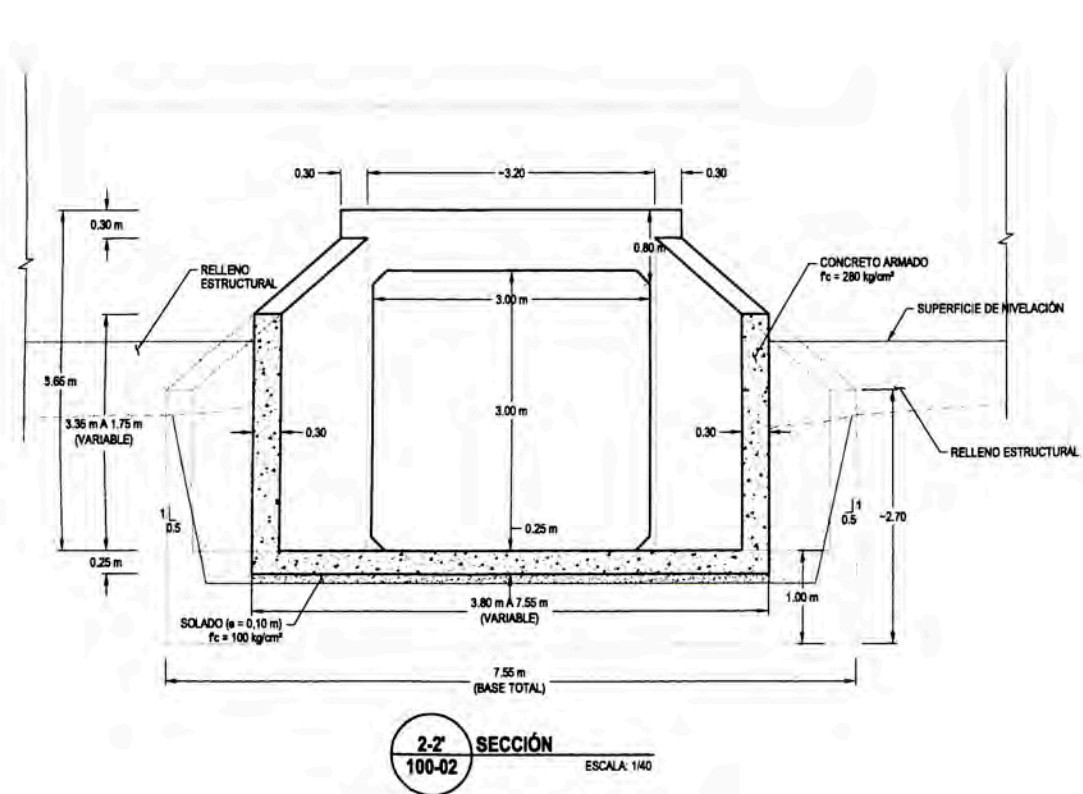
1-1 SECCIÓN
ESCALA: 1/50

- NOTAS:**
- LOS TALUDES DE CORTE HAN SIDO DISEÑADOS PARA PERMITIR LOS TRABAJOS DE CONTROL DE EROSIÓN Y SEDIMENTOS. SI LOS TALUDES DE CORTE SE ENCUENTRAN EN ROCA COMPETENTE PODRÁN SER EMPINADOS. SI LAS CONDICIONES DEL SUELO SON DESFAVORABLES, EL CORTE DEBERÁ TENER MENOR PENDIENTE.
 - EL MATERIAL INADECUADO ENCONTRADO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEBERÁ SER REMOVIDO Y REEMPLAZADO POR RELLENO ESTRUCTURAL, COMPACTADO O EXCAVADO HASTA EL NIVEL DE CIMENTACIÓN, SEGÚN SEA DETERMINADO POR EL INGENIERO SUPERVISOR.
 - DEBE SER DE BUENA CALIDAD, NO PLÁSTICO; SU COMPACTACIÓN DEBE SER EN CAPAS DE 20 cm. Y SU DENSIDAD DEBE ALCANZAR EL 95% DEL PROCTOR MODIFICADO COMO MÍNIMO.
- RECUBRIMIENTO:**
- | | |
|--------------------------------------|--------|
| 4 CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUELO | 7,5 cm |
| 5 DESPUES DE HABER SIDO DESENCOFRADO | 4,0 cm |
| 6 CONCRETO VACIADO SOBRE SOLDADO | 5,0 cm |

- CONCRETO:**
- LOS MATERIALES Y SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN DEL CONCRETO DEBERÁN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.
 - ANTES DE INICIAR LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EL INGENIERO DEBERÁ VERIFICAR QUE, LAS COTAS Y DIMENSIONES DE LOS ENCOFRADOS Y LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CORRESPONDAN CON LA DE LOS PLANOS; QUE EL ACERO DE REFUERZO, EL MATERIAL DE LAS JUNTAS, LOS ANCLAJES Y LOS ELEMENTOS EMBEBIDOS ESTÉN CORRECTAMENTE UBICADOS; QUE LAS SUPERFICIES DE LOS ENCOFRADOS, LAS BARRAS DE REFUERZO Y LOS ELEMENTOS EMBEBIDOS SE ENCUENTREN LIMPIOS Y LIBRES DE RESTOS DE MORTERO, CONCRETO, NIEVE, HIELO, ESCAMAS DE ÓXIDO, ACEITE, GRASAS Y DE CUALQUIER ELEMENTO PERJUDICIAL PARA EL CONCRETO; QUE SE CUENTE CON TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS Y CON EL NÚMERO SUFICIENTE DE LOS EQUIPOS A SER EMPLEADOS EN EL PROCESO DE COLOCACIÓN.
 - LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DE SU COLOCACIÓN ES DE 210 kg/cm² PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE SOPORTEN LAS CARGAS DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO CICLÓPEO SERÁ DE 100 kg/cm².
 - A MENOS QUE SE EMPLEE MÉTODOS DE PROTECCIÓN ADECUADOS AUTORIZADOS POR EL INGENIERO, EL CONCRETO NO DEBERÁ SER COLOCADO DURANTE LLUVIAS, NEVADAS Y GRANIZADAS.
 - DURANTE EL PERIODO DE CURADO EL CONCRETO DEBERÁ SER PROTEGIDO DE DAÑOS POR ACCIONES MECÁNICAS TALES COMO ESFUERZOS ORIGINADOS POR CARGA, IMPACTOS O EXCESIVAS VIBRACIONES. EL INGENIERO PODRÁ SOLICITAR ENSAYOS DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN ADICIONALES PARA CERTIFICAR QUE EL PROCEDIMIENTO DE CURADO EMPLEADO HAYA PERMITIDO OBTENER LOS RESULTADOS DESEADOS.

LEYENDA	
	SUBRASANTE FINAL NIVELADA
	TERRENO NATURAL
	RELLENO ESTRUCTURAL
	CONCRETO (f _c = 210 kg/cm ²)
	SOLDADO (f _c = 100 kg/cm ²)
	ENROCADO DE PROTECCIÓN

CONFESIONAL: ESTE PLANO HA SIDO PREPARADO CON FINES ACADÉMICOS. EL AUTOR NO SE RESPONSABILIZA POR EL USO DE ESTE PLANO EN OTRO PROYECTO O PARA CUALQUIER OTRO PROPOSITO. NOTA: LAS DIMENSIONES ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTINUO EN EL PLANO.	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CURSO DE TITULACIÓN 2012	FECHA EMISIÓN: 25/02/2014 DISEÑADO: C. CHAMBA V. REVISADO: - APROBADO: - PROFESIÓN: - DATUM: - FUENTE: -	CLIENTE: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ALCANTARILLA DE CONCRETO ARMADO PLANTA Y SECCIÓN
		ESCALA: 1:50 PROYECTO N°: - TABLERO: A1 PLANO N°: PCT-100-01	REV: 1



CONCRETO:

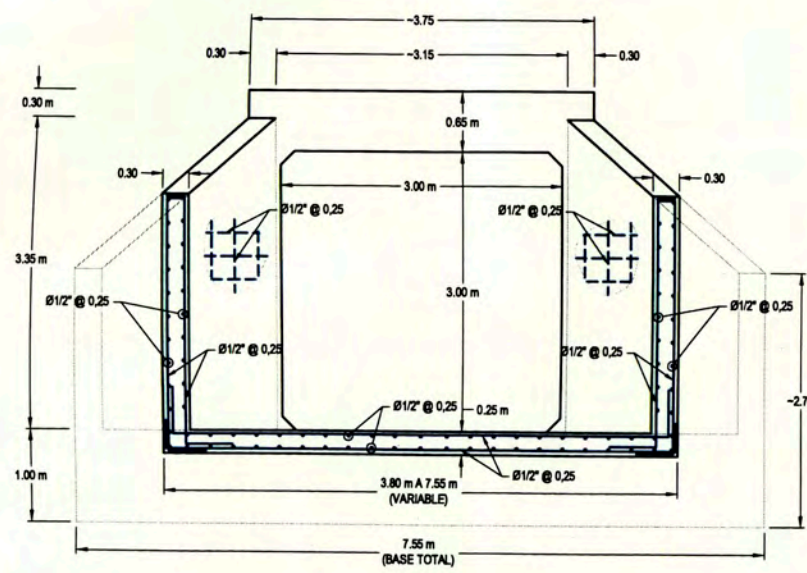
1. LOS MATERIALES Y SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN DEL CONCRETO DEBERÁN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.
2. ANTES DE INICIAR LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EL INGENIERO DEBERÁ VERIFICAR QUE, LAS COTAS Y DIMENSIONES DE LOS ENCOFRADOS Y LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CORRESPONDAN CON LA DE LOS PLANOS, QUE EL ACERO DE REFUERZO, EL MATERIAL DE LAS JUNTAS, LOS ANCLAJES Y LOS ELEMENTOS EMBEBIDOS ESTÉN CORRECTAMENTE UBICADOS, QUE LAS SUPERFICIES DE LOS ENCOFRADOS, LAS BARRAS DE REFUERZO Y LOS ELEMENTOS EMBEBIDOS SE ENCUENTREN LIMPIOS Y LIBRES DE RESTOS DE MORTERO, CONCRETO, NIEVE, HIELO, ESCAMAS DE ÓXIDO, ACEITE, GRASAS Y DE CUALQUIER ELEMENTO PERJUDICIAL PARA EL CONCRETO, QUE SE CUENTE CON TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS Y CON EL NÚMERO SUFICIENTE DE LOS EQUIPOS A SER EMPLEADOS EN EL PROCESO DE COLOCACIÓN.
3. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DE SU COLOCACIÓN ES DE 210 kg/cm² PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE SOPORTEN LAS CARGAS DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO CICLÓPEO SERÁ DE 100 kg/cm².
4. A MENOS QUE SE EMPLEE MÉTODOS DE PROTECCIÓN ADECUADOS AUTORIZADOS POR EL INGENIERO, EL CONCRETO NO DEBERÁ SER COLOCADO DURANTE LLUVIAS, NEVADAS Y GRANIZADAS.
5. DURANTE EL PERIODO DE CURADO EL CONCRETO DEBERÁ SER PROTEGIDO DE DAÑOS POR ACCIONES MECÁNICAS TALES COMO ESFUERZOS ORIGINADOS POR CARGA, IMPACTOS O EXCESIVAS VIBRACIONES. EL INGENIERO PODRÁ SOLICITAR ENSAYOS DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN ADICIONALES PARA CERTIFICAR QUE EL PROCEDIMIENTO DE CURADO EMPLEADO HAYA PERMITIDO OBTENER LOS RESULTADOS DESEADOS.

ACERO DE REFUERZO:

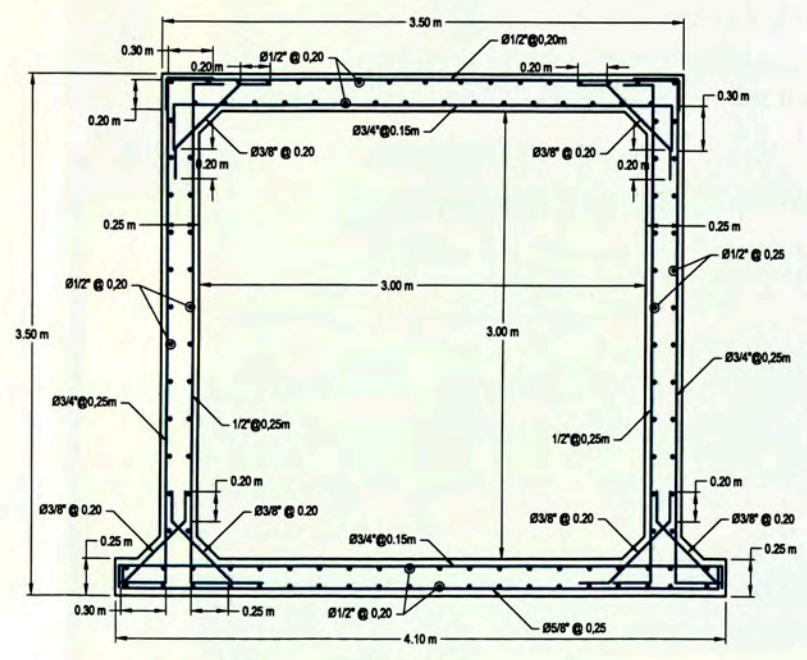
1. TODO REFUERZO DEBERÁ DOBLARSE EN FRÍO. EL REFUERZO PARCIALMENTE EMBEBIDO DENTRO DEL CONCRETO NO DEBERÁ DOBLARSE, EXCEPTO CUANDO ASÍ SE INDIQUE EN LOS PLANOS DE DISEÑO.
2. EN EL MOMENTO DE COLOCAR EL CONCRETO, EL REFUERZO DEBERÁ ESTAR LIBRE DE ACEITES U OTROS RECUBRIMIENTOS QUE PUEDAN AFECTAR ADVERSAMENTE SU CAPACIDAD DE ADHERENCIA.
3. EL REFUERZO SE COLOCARÁ RESPETANDO LOS RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS ESPECIFICADO EN EL PLANO. EL REFUERZO DEBERÁ ASEGURARSE DE MANERA QUE DURANTE EL VACIADO NO SE PRODUZCAN DESPLAZAMIENTOS QUE SOBREPASEN LAS TOLERANCIAS PERMISIBLES.
4. EL ESPACIAMIENTO LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS DE UNA MISMA CAPA DEBERÁ SER MAYOR O IGUAL A SU DIÁMETRO, A 2,5 CM Y A 1,3 VECES DEL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO.
5. EN NINGÚN CASO SE COLOCARÁN TRASLAPES HORIZONTALES Y VERTICALES MENORES A 0,80 m.

LEYENDA	
	SUBRASANTE FINAL NIVELADA
	TERRENO NATURAL
	RELLENO ESTRUCTURAL
	CONCRETO Fc= 245 kg/cm²
	SOLADO Fc= 100 kg/cm²
	ACERO DE REFUERZO

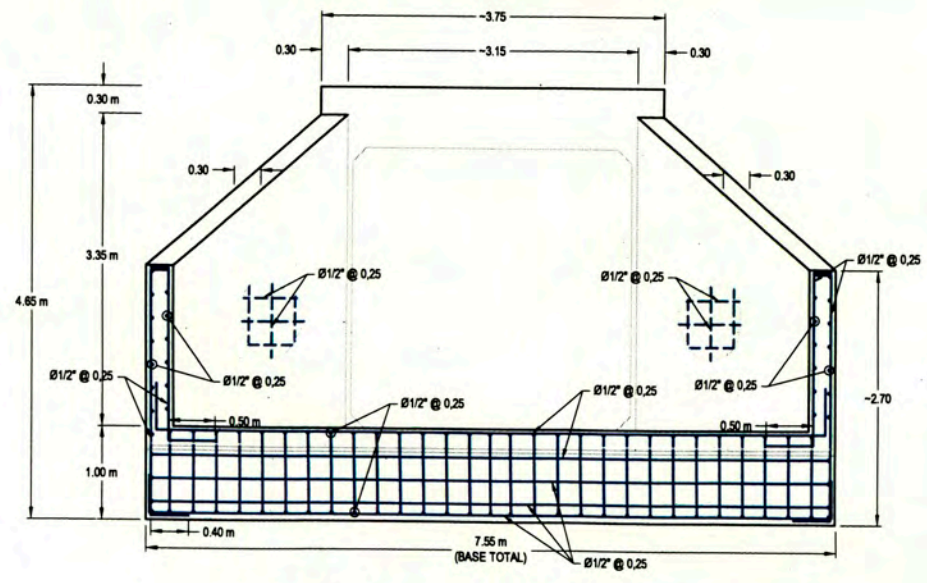
COMERCIAL: ESTE PLANO HA SIDO PREPARADO CON FINES ACADÉMICOS. EL AUTOR NO SE RESPONSABILIZA POR EL USO DE ESTE PLANO EN OTRO PROYECTO O PARA CUALQUIER OTRO PROPÓSITO.	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CURSO DE TITULACIÓN 3º/2	FECHA EMISIÓN: 29/02/2014	CLIENTE: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
		DISEÑADO: C. CHARRA V. REVISADO: C. CHARRA V. APROBADO:	PLANO: ALCANTARILLA DE CONCRETO ARMADO SECCIONES Y DETALLES
NOTA: LAS DIMENSIONES ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO EN EL PLANO.	PROYECTOR: DATUM: FUENTE:	ESCALA: 1:50	PROYECTO N°: TAMAÑO: A1 PLANO N°: PCT-100-02



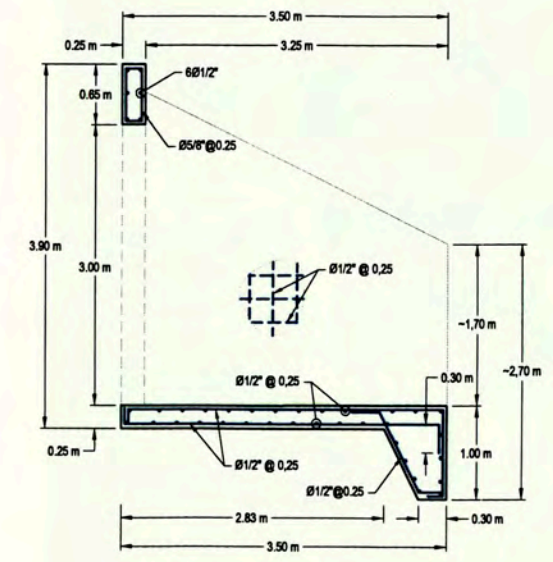
1-1' REFUERZO - CABEZAL DE SALIDA
100-02 ESCALA: 1/40



2-2' REFUERZO - CONDUCTO
100-02 ESCALA: 1/25



1 DETALLE DE REFUERZO
100-03 ESCALA: 1/40



2 DETALLE DE REFUERZO
100-03 ESCALA: 1/40

LEYENDA	
	ACERO DE REFUERZO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
RESISTENCIA DEL CONCRETO	
- SOLADO	$f_c = 20 \text{ MPa}$ (210 kg/cm ²)
- CONCRETO ARMADO	$f_c = 10 \text{ MPa}$ (100 kg/cm ²)
ACERO DE REFUERZO	
- BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (Grado 60)	$f_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm ²)
TRASLAPE MÍNIMO	
DIÁMETROS	CAPA SUPERIOR OTRAS
Ø3/8"	0,30 m 0,30 m
Ø1/2"	0,45 m 0,30 m
Ø5/8"	0,60 m 0,45 m
Ø3/4"	0,75 m 0,60 m
RECURRIMIENTOS	
- REFUERZO INFERIOR DE LOSA SUPERIOR	4 cm
- CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUELO	7,5 cm
- OTROS	5 cm
CARGAS DE DISEÑO	
- CAMION AASHTO	HL-93
- DENSIDAD ESPECÍFICA DEL SUELO	$\gamma = 17,8 \text{ KN/m}^3$ (1,80 T/m ³)
- ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO	$\phi = 32^\circ$

- CONCRETO:**
- LOS MATERIALES Y SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN DEL CONCRETO DEBERÁN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.
 - ANTES DE INICIAR LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EL INGENIERO DEBERÁ VERIFICAR QUE, LAS COTAS Y DIMENSIONES DE LOS ENCOFRADOS Y LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CORRESPONDAN CON LA DE LOS PLANOS; QUE EL ACERO DE REFUERZO, EL MATERIAL DE LAS JUNTAS, LOS ANCLAJES Y LOS ELEMENTOS EMBEBIDOS ESTÉN CORRECTAMENTE UBICADOS; QUE LAS SUPERFICIES DE LOS ENCOFRADOS, LAS BARRAS DE REFUERZO Y LOS ELEMENTOS EMBEBIDOS SE ENCUENTREN LIMPIOS Y LIBRES DE RESTOS DE MORTERO, CONCRETO, NIEVE, HIELO, ESCAMAS DE ÓXIDO, ACEITE, GRASAS Y DE CUALQUIER ELEMENTO PERJUDICIAL PARA EL CONCRETO; QUE SE CUENTE CON TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS Y CON EL NÚMERO SUFICIENTE DE LOS EQUIPOS A SER EMPLEADOS EN EL PROCESO DE COLOCACIÓN.
 - LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DE SU COLOCACIÓN ES DE 210 kg/cm² PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE SOPORTEN LAS CARGAS DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO CICLOPEO SERÁ DE 100 kg/cm².
 - A MENOS QUE SE EMPLEE MÉTODOS DE PROTECCIÓN ADECUADOS AUTORIZADOS POR EL INGENIERO, EL CONCRETO NO DEBERÁ SER COLOCADO DURANTE LLUVIAS, NEVADAS Y GRANIZADAS.
 - DURANTE EL PERIODO DE CURADO EL CONCRETO DEBERÁ SER PROTEGIDO DE DAÑOS POR ACCIONES MECÁNICAS TALES COMO ESFUERZOS ORIGINADOS POR CARGA, IMPACTOS O EXCESIVAS VIBRACIONES. EL INGENIERO PODRÁ SOLICITAR ENSAYOS DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN ADICIONALES PARA CERTIFICAR QUE EL PROCEDIMIENTO DE CURADO EMPLEADO HAYA PERMITIDO OBTENER LOS RESULTADOS DESEADOS.
- ACERO DE REFUERZO:**
- TODO REFUERZO DEBERÁ DOBLARSE EN FRÍO. EL REFUERZO PARCIALMENTE EMBEBIDO DENTRO DEL CONCRETO NO DEBERÁ DOBLARSE, EXCEPTO CUANDO ASÍ SE INDIQUE EN LOS PLANOS DE DISEÑO.
 - EN EL MOMENTO DE COLOCAR EL CONCRETO, EL REFUERZO DEBERÁ ESTAR LIBRE DE ACEITES U OTROS RECURRIMIENTOS QUE PUEDAN AFECTAR ADVERSAMENTE SU CAPACIDAD DE ADHERENCIA.
 - EL REFUERZO SE COLOCARÁ RESPETANDO LOS RECURRIMIENTOS MÍNIMOS ESPECIFICADO EN EL PLANO. EL REFUERZO DEBERÁ ASEGURARSE DE MANERA QUE DURANTE EL VACIADO NO SE PRODUZCAN DESPLAZAMIENTOS QUE SOBREPASEN LAS TOLERANCIAS PERMISIBLES.
 - EL ESPACIAMIENTO LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS DE UNA MISMA CAPA DEBERÁ SER MAYOR O IGUAL A SU DIÁMETRO, A 2,5 CM Y A 1,3 VECES DEL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO.

<p>CONFIDENCIAL: ESTE PLANO HA SIDO PREPARADO CON FINES ACADÉMICOS. EL AUTOR NO SE RESPONSABILIZA POR EL USO DE ESTE PLANO EN OTRO PROYECTO O PARA CUALQUIER OTRO PROPOSITO.</p>		FECHA EMISIÓN: MARZO 2014	CLIENTE:
		<p>NOTA: LAS DIMENSIONES ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO EN EL PLANO.</p>	<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL</p>
<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CURSO DE TITULACIÓN 2012</p>		<p>DISEÑADO: C. CHANUA V. REVISADO: C. CHANUA V. APROBADO: -- PROYECCIÓN: -- DATUM: -- FUENTE: --</p>	<p>PLANO: ALCANTARILLA DE CONCRETO ARMADO SECCIONES Y DETALLES</p>
		ESCALA: INDICADA	PROYECTO N°: --
		TAMAÑO: A1	PLANO N°: PCT-100-03
		REV: 1	