

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
República de Guatemala, Centro América.

"INTERSECCIÓN DEL BOULEVARD DE LA
ASUNCIÓN CON LA LÍNEA DEL
FERROCARRIL"

T E S I S

Presentada a la Junta Directiva de la
Facultad de Ingeniería
de la
Universidad de San Carlos de Guatemala

por:

CARLOS RENÉ JEREZ RAMÍREZ

Al conferírsele el Título de:

INGENIERO CIVIL

BIBLIOTECA CENTRAL USAC
DEPOSITO LEGAL
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central
Sección de Tesis

Guatemala, Julio de 1,969.

DL
08
T(70)

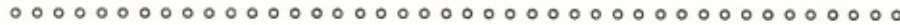
JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
DE LA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Ing. Amando Vides T.
Vocal Primero:	Ing. Marco Antonio Cuevas
Vocal Segundo:	Ing. Francisco Ubieto B.
Vocal Tercero:	Ing. Adolfo Behrens
Vocal Cuarto:	Br. Alfredo Bonatti
Vocal Quinto:	Br. Eliseo Osorio
Secretario:	Ing. Héctor Centeno B.

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

Decano:	Ing. Amando Vides T.
Vocal Segundo:	Ing. Francisco Ubieto
Examinador:	Ing. Enrique Torrebiarte
Examinador:	Ing. Jorge Erdmenger
Secretario:	Ing. Jorge Lazo

DEDICO ESTE ACTO



A MIS PADRES:

Carlos Manuel Jerez Cordero

Bertha Alicia R. de Jerez C.

A MIS HERMANOS:

Eva María J. de Puertas A.

J. Ramón Puertas Arduengo

J. Manuel Jerez Ramírez

A:

Margarita del Carmen González M.

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por los reglamentos de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de someter a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado:

"INTERSECCIÓN DEL BOULEVARD DE LA ASUNCIÓN
CON LA LÍNEA DEL FERROCARRIL"

tema que me fuera asignado por la Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería.

Í N D I C E

	Pág.
<u>CAPÍTULO I</u>	
I. INTRODUCCIÓN	1
I.A Aclaración	1
I.B Agradecimiento	2
<u>CAPÍTULO II</u>	
II. ESTUDIOS PRELIMINARES	3
II.A Intersección a dos Niveles	4
<u>CAPÍTULO III</u>	
III. ASPECTOS PRELIMINARES AL DISEÑO	7
III.A Especificaciones	7
1. Concreto	7
2. Acero de Refuerzo	8
3. Acero Estructural	8
4. Carga Muerta	8
5. Carga Viva	8
III.B Intersección	8
III.C Planta y Rasantes	8
III.D Ángulo de Esviaje	11
<u>CAPÍTULO IV</u>	
IV. PUENTE DEL FERROCARRIL	13
IV.A Estudio del Suelo	13
IV.B Superestructura	13
1. Posibles Alternativas	14
2. Selección de la Superestructura	14

	Pág.
3. Longitud del Puente	14
4. Sección Transversal del Puente	17
5. Diseño del Barandal	20
A) Separación entre postes	21
B) Poste	21
C) Pasamanos	22
D) Carga que transmite el barandal	23
6. Vigas de Acero	24
A) Chequeo del Peralte	25
7. Grupos de Carga	25
A) Caso A., de construcción	25
B) Caso B., de construcción	26
8. Cálculo separado de Cargas	26
A) Carga Muerta	26
B) Carga Viva de Locomotora	27
C) Carga Viva Uniforme Longitudinal	28
D) Carga Viva Uniforme Transversal	30
E) Impacto	32
F) Fuerza Centrífuga	32
9. Cálculo de Momentos y Esfuerzos de Corte	33
A) Carga Muerta para el Caso A	33
B) Carga Muerta para el Caso B	34
C) Carga Viva Longitudinal: Casos A y B	34
D) Carga Viva Transversal: Casos A y B	34
10. Resumen de los Valores de Diseño	41
11. Verificación de Esfuerzos	41
A) Caso A., de construcción	41
B) Caso B., de construcción	45
12. Resumen de Esfuerzos usando 6 vigas 36WF300	46

13.	Resumen de Esfuerzos usando 7 vigas 36WF300	47
14.	Resumen de Esfuerzos usando 8 vigas 36WF300	48
15.	Análisis de la Situación	48
	A) 8 vigas 36WF300	48
	B) 7 vigas 36WF300	48
	C) 6 vigas 36WF300	49
	D) Conclusiones	53
16.	Verificaciones Finales de las Vigas	53
	A) Verificación al Corte	53
	B) Pandeo del Alma	53
	C) Deflexión Máxima de la Viga	53
	D) Fijación de la Plancha de Acero al Ala de la Viga	55
	E) Diafragmas	56
	F) Apoyos de las Vigas	57
17.	Cálculo de la Losa	59
18.	Cálculo de las Cargas	59
	A) Carga Muerta	60
	B) Carga Viva	60
19.	Cálculo de los Esfuerzos de Corte y Momento en la Losa	60
	A) Carga Muerta	60
	B) Carga Viva + Impacto	62
	C) Resumen de Esfuerzos	62
20.	Cálculo del Refuerzo	63
	A) Cama superior	63
	B) Cama inferior	63
21.	Cálculo de los Conectores	64
	A) Carga Muerta	64
	B) Carga Viva + Impacto	64
	C) Resumen	64

IV.C	Subestructura	66
	1. Alternativas	67
	2. Diseño de los Estribos	67
	3. Grupos de Cargas	69
	A) Estribo + Relleno	69
	B) Estribo + Relleno + Superestructura + Carga Viva	69
	4. Cálculo de las Cargas	69
	A) Carga Muerta de Superestructura	70
	B) Carga Viva de Locomotoras	70
	C) Impacto	70
	D) Fuerza Centrífuga	71
	E) Fuerza Longitudinal de Frenado o Tracción	71
	F) Fuerza de Cabeceo	72
	G) Fuerza de Temblor transmitido por la Superestructura	72
	H) Fuerza de Viento	73
	I) Fuerza de Empuje del Relleno	73
	J) Peso propio del Estribo y Relleno	75
	K) Temblor producido por el Estribo y el Relleno	76
	5. Diseño de la Cortina Secundaria	76
	A) Grupo I, de cargas	76
	B) Grupo II, de cargas	77
	C) Cálculo del Refuerzo	77
	6. Cálculo de la Cortina Principal o Columna	79
	7. Cálculo de los Efectos Producidos por las Cargas en las Secciones B y C	79
	A) Peso propio del Estribo	79
	B) Peso propio del Relleno	80
	C) Empuje del Relleno	80
	D) Temblor en el Estribo	80
	E) Temblor en el Relleno	81
	F) Carga Muerta de la Superestructura	81
	G) Temblor en la Superestructura	81
	H) Carga Viva de Locomotora + Impacto	82
	I) Temblor en la Carga Viva	82

J) Fuerza Centrífuga	82
K) Fuerza de Tracción	83
L) Fuerza de Cabeceo	83
8. Grupo de Cargas	83
9. Cortina + Relleno	83
A) Grupo I	84
B) Grupo II	84
C) Sección B	84
D) Sección C	85
10. Cortina + Relleno + Superestructura + Carga Viva	85
A) Grupo I	85
B) Grupo II	87
C) Resumen de efectos producidos por las Cargas	90
11. Cálculo de la Columna según Especificación AASHO 1.5.9.D	90
A) Sección B	91
B) Capacidad Axial permitida	91
C) Sección C	92
D) Capacidad Axial permitida	92
12. Análisis para el Grupo II.A	92
A) Sección B	92
B) Transversal	93
C) Longitudinal	94
D) Sección C	97
E) Transversal	98
F) Longitudinal	98
13. Análisis para el Grupo I	100
14. Resumen de Areas de Refuerzo	100
15. Selección del Refuerzo	101
A) Sección B	101
B) Sección C	102
C) Distribución del Refuerzo	102
D) Conclusiones	103

16. Cálculo del Cimiento	103
17. Cálculo de los Efectos que Producen las Cargas respecto al Punto A	104
A) Peso propio del Estribo	104
B) Peso propio del Relleno	104
C) Empuje del Relleno	105
D) Temblor en el Estribo	105
E) Temblor en el Relleno	105
F) Carga Muerta de la Superestructura	105
G) Temblor en la Superestructura	106
H) Carga Viva de Locomotora + Impacto	106
I) Temblor en la Carga Viva	106
J) Fuerza Centrífuga	106
K) Fuerza de Tracción	106
L) Fuerza de Cabeceo	106
18. Grupo de Cargas	107
A) Estribo + Relleno	107
B) Estribo + Relleno + Superestructura	107
C) Estribo + Relleno + Superestructura + Carga Viva	107
19. Estribo + Relleno	107
A) Grupo I	107
B) Grupo II	108
C) Conclusiones	109
20. Estribo + Relleno + Superestructura	110
A) Grupo I	110
B) Grupo II	111
C) Conclusiones	112
21. Estribo + Relleno + Superestructura + Carga Viva	112
A) Grupo I	112
B) Grupo II.A	114
C) Grupo II.B	115
D) Conclusiones	116

22. Resumen de Presiones Totales	116
A) Estribo + Relleno	117
B) Estribo + Relleno + Superestructura	117
C) Estribo + Relleno + Superestructura + Carga Viva	117
23. Diagrama de Presiones Netas	117
A) Estribo + Relleno	118
B) Estribo + Relleno + Superestructura	119
C) Estribo + Relleno + Superestructura + Carga Viva	119
24. Cálculo de Momento y Corte producidos por el Diagrama de Presiones Netas	120
A) Resumen	121
25. Cálculo del Refuerzo en el Talón	121
26. Cálculo del Refuerzo en el Dedo	123
27. Cálculo del Diente	123
28. Verificación Final del Cimiento	126
A) Grupos de Carga	126
 <u>CAPITULO V</u>	
V. MUROS DE RETENCIÓN	129
V.A. Valor Soporte del Suelo	129
V.B. Alternativas	130
V.C Cálculo de Muros en Voladizo	130
1. Cálculo del Muro de 9.00 metros	130
2. Cálculo de la Cortina	132
A) Cálculo del Refuerzo	132

3. Cálculo del Cimiento	135
A) Grupos de Cargas	135
B) Cálculo de los efectos producidos por las Cargas	135
4. Estabilidad del Muro	137
A) Grupo I	137
B) Grupo VII	138
C) Conclusiones	138
D) Diagrama de Presiones	139
5. Cálculo del Talón	139
6. Cálculo del Dedo	141
7. Cálculo del Diente	142
8. Verificación Final del Cimiento	144
9. Conclusiones	145
 <u>CAPÍTULO VI</u>	
VI. DRENAJES	147
VI.A Drenaje Principal	147
VI.B Drenaje de la Superestructura	147
VI.C Drenaje de los Muros	147
 <u>CAPÍTULO VII</u>	
VII. ILUMINACIÓN	149
 <u>CAPÍTULO VIII</u>	
VIII. DERECHO DE VÍA	151
 <u>CAPÍTULO IX</u>	
IX. PLANOS. PLANILLAS DE MATERIALES. COSTO	153
IX.A Planos	153

	ix
IX.B Planillas de Materiales	153
IX.C Costo Aproximado	153
<u>CAPÍTULO X</u>	
X. CONCLUSIONES	155
BIBLIOGRAFÍA	157

CAPÍTULO I

I. INTRODUCCIÓN

Pensando en el desarrollo del presente trabajo de tesis, cabe señalar el propósito de la misma, según las exigencias que se impone todo universitario en el desenvolvimiento de su carrera profesional.

Dentro de las aspiraciones de todo profesional existen varios criterios y, por consiguiente, varios caminos a seguir para llevar a cabo la realización de determinado trabajo. En general, podríamos reducir a dos las alternativas que, de acuerdo a la vocación de una persona, se pueden escoger.

La primera y quizás la más difícil, es la que conduce hacia la investigación; hacia el estudio profundo de "el por qué" de las teorías. Esta es, sin duda, de gran valor para el desarrollo técnico de la Ingeniería y, donde muchas de las veces, se ignora a la persona o grupo de ellas que han dejado parte de su vida en la mesa de estudios formando las bases teóricas que han de servir al ingeniero calculista en la práctica.

La segunda alternativa, es la que se refiere a la ejecución de la obra en sí. El ingeniero, no conformándose con su trabajo de gabinete, asume responsabilidades del caso y hace aparecer de la nada una obra que cumplirá con una finalidad y que, además, viene a alimentar su espíritu que le hará seguir siempre adelante en su carrera profesional.

Después de analizar las dos alternativas anteriores, me he inclinado por la segunda. Para terminar la carrera de estudiante —aunque esta nunca termina— y empezar la de profesional, presento este trabajo de tesis, que en un futuro no lejano se volverá una realidad.

Esta es la manera de enfocar este pequeño trabajo de tesis, confiando que sea un mínimo aporte a las muchas obras que necesita nuestra patria.

I.A. ACLARACIÓN

Tratándose este trabajo de tesis de diseño y cálculo, los problemas se tratarán directamente, en una forma clara y concienzuda.

Tómese en cuenta que muchos de los conceptos se asumirán como sabidos, omitiéndose su explicación, y, los conceptos poco conocidos, se tratarán de la mejor forma posible.

No está demás también hacer la aclaración que, muchos de los resultados obtenidos en las operaciones efectuadas, han sido redondeados convenientemente, obteniéndose así cantidades enteras que facilitan el cálculo. Las dimensiones de los esquemas que aparecen en el desarrollo del trabajo, están en centímetros, a menos que se indique otra cosa.

Se notará en el desarrollo de este trabajo que las condiciones geométricas de la pista, no son exactamente las correspondientes a un boulevard, ya que por boulevard se entiende: Una arteria con 2 pistas separadas la una de la otra, generalmente, por un arriate central; como por ejemplo, los adyacentes al Trébol.

Desafortunadamente, en el presente caso no se construirá un verdadero boulevard en toda la longitud que éste debería abarcar, quedando limitado sólo a la parte correspondiente a Jardines de la Asunción; pero, por haber sido esa la idea original, ha heredado el nombre.

I.B. AGRADECIMIENTO

Se aprovecha la oportunidad para agradecer la colaboración que en todo momento proporcionó el Departamento de Ingeniería de la Municipalidad Capitalina, el Departamento de Ingeniería de los Ferrocarriles de Guatemala, la Sección de Estudio de Puentes de la Dirección General de Caminos, así como a todas aquellas personas que en una forma u otra brindaron su ayuda y su experiencia, haciendo posible la realización del presente trabajo.

Y de manera muy especial hago patente mi agradecimiento al Ingeniero Oswaldo Lau Cheng, que en calidad de asesor y amigo, se esforzó en todo momento, brindándome su valiosa colaboración.

CAPÍTULO II

II. ESTUDIOS PRELIMINARES

De todos es bien sabida la necesidad que hay de unir y por lo tanto de habilitar otra vía de acceso más directa entre el centro de la ciudad y la zona 5; pues la actual, además de ser insuficiente al tránsito, es incómoda por su localización.

Pensando en el problema, se empezó a estudiar la solución más conveniente y, entre los primeros proyectos se pueden mencionar: Habilitar la 15 calle "A" de la zona 1 que, pasando por el barranco de la Limonada, sale a la 12 calle "B" de la zona 5. Pero por la topografía del terreno, se encontraron una serie de inconvenientes tanto técnicos como prácticos.

Otro proyecto, era el de buscar un punto adecuado a lo largo del barranco y cruzarlo por medio de un relleno o un puente; dicho punto se encontró aproximadamente a la altura de la 5a. calle de la zona 1. Una vez localizado este, se efectuó un estudio económico que dio como solución un puente.

Finalmente se adoptó el segundo proyecto mencionado, el que, por tener acceso directo a la Colonia Residencial "Jardines de la Asunción", fue financiado por la Constructora Viviendas S. A. y la Municipalidad Capitalina, a un costo aproximado de Q. 640,000.00.

Decidida la construcción del puente, quedaba el problema de unirlo al centro de la ciudad, para lo cual se hacía necesario la construcción de una vía de acceso. Originalmente se pensó en construir un Boulevard de dos pistas con arriate central, pero por razones económicas, se modificó, según la sección mostrada en la Fig. No. 1

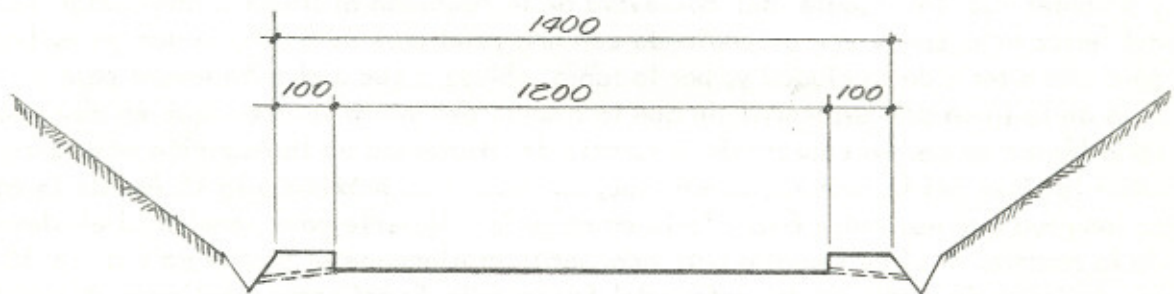


Fig. No. 1

Sección Transversal del Boulevard de la Asunción

Inicialmente el proyecto consistía en unir el ya Boulevard de la Asunción de la zona 5 con la 5a. calle de la zona 1; pero, por pasar éste muy cerca de la base militar del antiguo Castillo de Matamoros, se dificultaron los trámites para la ejecución del mismo. Con el problema anterior, obligadamente se tuvo que desviar el Boulevard, todo lo que la topografía del lugar lo permitiera hacia el sur, lo que se logró enlazando la 7a. calle de la zona 1.

Salvado el primer obstáculo se vino otro: Sobre la 7a. calle de la zona 1 y a la altura de la 16 avenida de la misma zona, dicho Boulevard intersecta la línea férrea que va de la Capital hacia el Oriente. Indudablemente esta intersección era un peligro para el tránsito del Boulevard, como puede comprobarse en el plano de Planta y Rasantes, ya que la rasante del Boulevard en ese punto, de pasar sobre la línea férrea, tendría una pendiente muy pronunciada, lo que impediría toda visibilidad de parte del conductor al cruzarla.

La mejor solución que se le vio al problema anterior, fue la de estudiar y diseñar un paso a desnivel, que vendría a dar seguridad no sólo al tránsito de los vehículos sino también a los peatones. De esta manera, se ha llegado a resumir el problema que dará los lineamientos a seguir y, que dio origen al presente trabajo de tesis.

II.A. INTERSECCIÓN A DOS NIVELES

En el estudio correspondiente a un paso a desnivel, intervienen varios factores que deben acoplarse entre sí para que este sea funcional dentro de las condiciones ambientales. Entre los factores más importantes se pueden mencionar: Las condiciones físicas del lugar; el potencial económico que prácticamente definirá la magnitud de la obra; los procedimientos técnicos y, un factor que viene a resumir los anteriores: la confiabilidad de los usuarios.

Tomando en cuenta los factores mencionados y recordando ciertos aspectos que limitan el campo a las posibles soluciones claramente se puede ver en el plano de Plantas y Rasantes que la rasante del Boulevard de la Asunción al llegar a intersectar la línea del ferrocarril, ésta viene ascendiendo con una pendiente de 8.5%, lo que ya es bastante para una arteria de la ciudad y, por lo tanto, obliga a que dicho Boulevard pase por debajo de la línea del ferrocarril sin que la rasante del mismo se modifique en absoluto. No sería lógico pensar en elevar más la rasante del Boulevard de la Asunción para que pase sobre la línea del ferrocarril, puesto que, por estar muy próxima a la 15 Av. de la zona 1, la longitud que hay entre ésta y la línea no sería suficiente para permitir ni el desarrollo de la rasante, ni el de llegar a entroncar satisfactoriamente el Boulevard con la 15 Av., aún tratando de modificar la rasante del ferrocarril. Es así como práctica y obligadamente, el Boulevard de la Asunción pasará por debajo de la línea del ferrocarril y, para que ésta siga con su rasante actual será necesario construir un puente para el paso del ferrocarril que salve el Boulevard.

El Departamento de Ingeniería de la Municipalidad también estudió el problema y estuvo de acuerdo con la solución planteada, siendo así, sólo resta afinar más las características del proyecto.

El Boulevard viene de la Asunción hasta el ya puente del ferrocarril por terreno baldío y en corte, por lo que no hay ninguna dificultad en dejar taludes libres a sus lados. Pero en el puente del ferrocarril, hacia la 15 Av., y sobre la 7a. Calle, ya se encuentran construcciones a sus lados lo que impide dejar taludes libres; para salvar este problema se proveerán muros de retención a los lados del Boulevard. En este tramo del Boulevard se modificó la sección transversal del mismo, cambiando la acera de un metro que traía, por un bordillo de seguridad de medio metro, por la razón siguiente: En la parte del puente que dá hacia la Asunción, se construirán a ambos lados unas escaleras sobre el terreno natural para que todos los peatones que vengan de la Asunción por la acera de un metro de ancho, al llegar al puente suban por ellas y pasen a nivel de la línea férrea y, por consiguiente, a las calles adyacentes. De esta forma se evita que en el tramo donde hay muros de retención transiten peatones.

De tal manera, la sección transversal del Boulevard de la Asunción quedará según la Figura No. 2

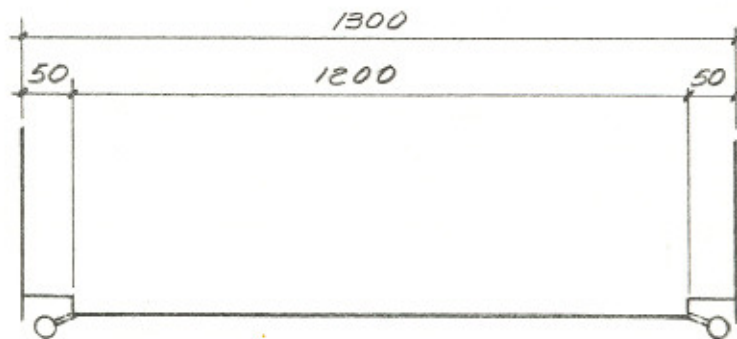


Fig. No. 2

Sección Transversal Modificada del Boulevard de la Asunción

Para mejor comprensión de todo lo expuesto anteriormente se recomienda ver el plano de Plantas y Rasantes adjunto, el cual contiene la geometría tal y como el proyecto quedará en definitiva.

CAPÍTULO III

III. ASPECTOS PRELIMINARES AL DISEÑO

Al hablar de diseño, este se puede dividir en dos partes:

Geometría: Que ya se había mencionado en los Estudios Preliminares, trata únicamente de la parte física de la intersección, o sea de la geometría propiamente; la que se trató de adaptar en la mejor forma posible a la seguridad de los vehículos y de los peatones que transitarán por la intersección. Claro está que, para lograr estos objetivos, se busca encajar cada uno de los requerimientos dentro de las posibilidades físicas, económicas y técnicas posibles.

Métodos de Cálculo: De todos es bien sabido que existen dos métodos de cálculo: El Método de Esfuerzos de Trabajo y el Método de Esfuerzos Últimos, quedando a criterio del Ingeniero Calculista cuál es el que va a usar. El que se empleará en este trabajo de tesis será el de Esfuerzos de Trabajo, pues las especificaciones que se usarán vienen dadas para este método.

III.A. ESPECIFICACIONES

En el inicio de todo diseño es importante fijar las normas o especificaciones que lo regirán. Y, por ser el tema principal el cálculo y diseño de un puente de ferrocarril, las especificaciones que se usarán serán las correspondientes a la American Railway Engineering Association (AREA) de 1955, complementándose cuando sea posible con la Standard Specification for Highway Bridges, de la American Association of State Highway Official (AASHO), 1965, y otras. (Ver Bibliografía).

Las especificaciones anteriores recomiendan que para los materiales principales de construcción (concreto y acero), se usen los siguientes esfuerzos:

III.A.1 Concreto

peso propio	: $pp = 150 \text{ lbs./pie}^3$
resistencia a los 28 días	: $f'_c = 3000 \text{ lbs./plg.}^2$
esfuerzo de compresión	: $f_c = 1200 \text{ lbs./plg.}^2$
esfuerzo de corte	: $v = 90 \text{ lbs./plg.}^2$
relación de módulos de elasticidad	: $n = 10$

III.A.2 Acero de Refuerzo

punto de fluencia	: $f_y = 33000 \text{ lbs./plg.}^2$
esfuerzo de tensión	: $f_s = 18000 \text{ lbs./plg.}^2$
esfuerzo de adherencia	: $u = 350 \text{ lbs./plg.}^2$

III.A.3 Acero Estructural

punto de fluencia	: $F_y = 33000 \text{ lbs./plg.}^2$
esfuerzo de tensión	: $F_b = 20000 \text{ lbs./plg.}^2$
esfuerzo de corte	: $F_s = 13200 \text{ lbs./plg.}^2$

III.A.4 Carga Muerta

Como carga muerta se tomará el peso propio de todos los materiales, que de una u otra forma actúan sobre el puente.

III.A.5 Carga Viva

La carga viva consiste en una Locomotora denominada como Cooper E-40, que de acuerdo a las especificaciones de la AREA tiene un peso total de 284 Kips. Al analizar la superestructura, se entrará a mayores detalles respecto a esta carga.

III.B INTERSECCIÓN

De la intersección ya se habló anteriormente en los Estudios Preliminares, siendo así sólo resta confirmar lo dicho mediante los planos que se adjuntan.

III.C PLANTA Y RASANTES

Es casi imposible hablar separadamente de la Planta y las Rasantes ya que son dos condiciones físicas que van ligadas entre sí.

El plano de Planta y Rasante que se empleará aquí es el proporcionado por el Departamento de Ingeniería de la Municipalidad de Guatemala.

De manera similar, la Planta y Rasante de la línea férrea se pidió a los Ferrocarriles de Guatemala, y el Departamento de Ingeniería del mismo, replanteó dicha línea y proporcionó los datos necesarios.

El orden que llevan los planos, que se presentarán a continuación, es el siguiente:

- 1) Planta, perfil y diagrama de masas del Boulevard de la Asunción. H.A. III
- 2) Boulevard de la Asunción (sección de la intersección). H.A. III
- 3) Planta y datos de la línea del ferrocarril. H.A. III

ILUSTRACIONES Y ANEXOS, CONSULTAR
UNICAMENTE EN TESIS FISICA

III.D. ÁNGULO DE ESVAJE (E_i)

Los datos proporcionados por los planos anteriores son suficientes para las condiciones geométricas de la intersección, pero para fines de diseño hacen falta calcular otros como lo es el ángulo de esviaje que tendrá el puente del ferrocarril respecto al boulevard de la Asunción.

Nótese que los datos proporcionados por el Departamento de Ingeniería de la FE-GUA, están dados en dos sistemas de medida: El sistema inglés y el sistema métrico, lo que se tendrá presente en las equivalencias y transformaciones respectivas.

El puente por construir está localizado dentro de la curva espiral de la línea férrea, por lo que se usarán las fórmulas de la misma para determinar ciertos ángulos que intervendrán en la determinación del ángulo de esviaje. Ver la Fig. No. 3.

θ_i = Angulo que forma la tangente del punto i con la tangente de la curva circular espiralada.

$\phi = 0^\circ 54'$ = Angulo que forma la cuerda desde el P.C. con la tangente de la curva circular espiralada.

$B_i = \theta_i - \phi = 1^\circ 55'$ = Angulo que forma la cuerda del punto i con la tangente del mismo.

$A_i = 136^\circ 26' - B_i = 134^\circ 31'$ = Angulo que forma la tangente del punto i con la línea central del Boulevard de la Asunción.

$E_i = 134^\circ 31' - 90^\circ 00' = 44^\circ 31'$ = Angulo de esviaje.

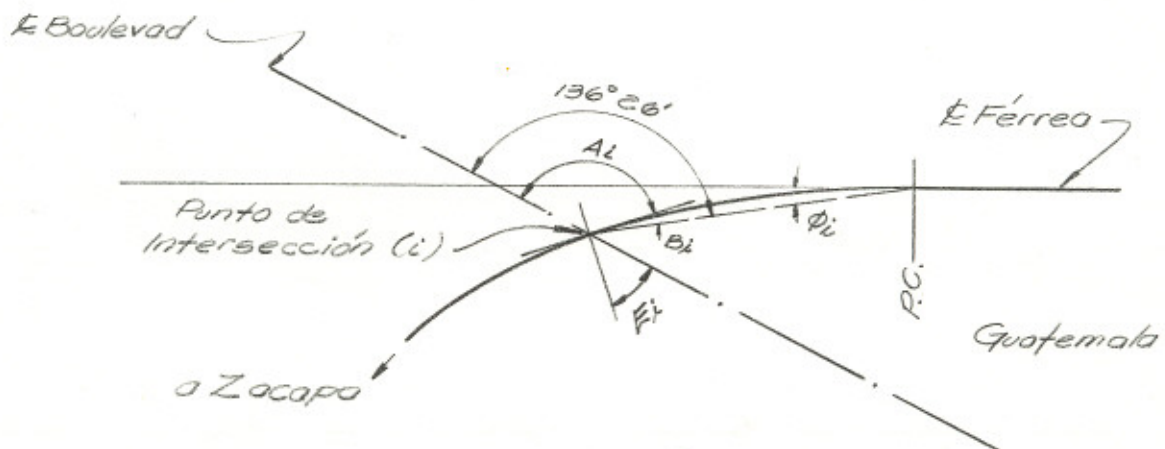


Fig. No. 3

Determinación del ángulo de esviaje.

El ángulo de esviaje (E_i) es invariable para la línea férrea o el Boulevard.

Es importante también conocer la curvatura de la línea férrea sobre el puente, pero se determinará más adelante cuando se tenga la longitud del mismo.

CAPÍTULO IV

IV. PUENTE DEL FERROCARRIL

Anteriormente se había hablado de la intersección, del paso a desnivel, de las especificaciones, etc. Toca ahora entrar al diseño propiamente del puente para el ferrocarril.

En lo que se refiere al concepto de puente en sí, un puente para ferrocarril no difiere en gran cosa de un puente de carretera, salvo en ciertas especificaciones relacionadas con la Carga Viva, aspectos de construcción y condiciones geométricas.

Este puente, por la posición que ocupa dentro del perímetro urbano, además de prestarle servicio al ferrocarril se le proveerá de aceras para el paso de los peatones que transitarán por esa área.

El puente está integrado por varias partes, de las cuales unas son principales y otras secundarias, como se podrá ver en el transcurso del diseño, ya que se irán tratando y calculando por separado.

Partes que integran el puente:

- a) Superestructura.
- b) Subestructura.

Las partes anteriores, a las que llamaremos principales, están a la vez integradas por otras sub-partes que pueden variar de un puente a otro, por lo que no se puede generalizar.

IV.A. ESTUDIO DEL SUELO

En todo proyecto de construcción es indispensable el análisis del suelo para determinar la cota de cimentación y por consiguiente, el valor soporte del mismo. Estos dos datos son muy importantes para el ingeniero cuando se trata de diseñar la Subestructura.

El Laboratorio de Suelos de la Municipalidad de Guatemala recomendó que, para una profundidad aproximada de 7 pies, se usara una resistencia del suelo (valor soporte) de 4,000 libras/plg², valor que deberá ser verificado al ejecutarse la obra.

IV.B. SUPERESTRUCTURA

Antes de diseñar una superestructura se tiene que escoger el tipo de la misma,

pues existen infinidad de alternativas a escoger, aún dentro de las limitaciones que se impone cada puente. Por lo tanto, para decidir el tipo de superestructura a usar, hay que tomar en cuenta los factores de economía, facilidad de construcción y uno muy importante, los medios disponibles de la entidad que ejecutará la obra.

IV.B.1 Posibles Alternativas:

La superestructura es en este caso, una simplemente apoyada y de una luz, que puede ser construida de las siguientes formas:

- 1) Superestructura monolítica de vigas de concreto reforzado.
- 2) Superestructura monolítica de vigas de concreto preesforzado.
- 3) Losa apoyada sobre vigas de concreto preesforzado.
- 4) Losa de concreto apoyada sobre vigas de acero (WF).

Así como se han dado las alternativas anteriores podrían surgir muchas más, tales como las armaduras de piso abierto o aún poner vigas de acero sin losa de concreto, lo cual es sumamente económico y fácil de construir, pero por ser un puente urbano, este tipo de construcción no es conveniente.

IV.B.2 Selección de la Superestructura

De las alternativas mencionadas claro está que se tiene que escoger una sola, esta decisión es determinante y a la vez, se tiene que adaptar a las condiciones impuestas en la realización de la obra.

En plática sostenida con los ingenieros Guillermo Hegel (Director de Obras Municipales) y Roberto Mosquera, se trató y analizó en varios aspectos las cuatro alternativas mencionadas y se convino que para la Municipalidad Capitalina es mucho más económica y fácil de construir la cuarta alternativa. Tal determinación se tomó según lo expuesto por ellos, en base a las experiencias que han tenido en una serie de obras similares. Además a la Municipalidad le es más fácil colocar —en este caso— vigas de acero (WF) que cualquier otro tipo de vigas.

IV.B.3 Longitud del Puente

Este se puede considerar e interpretar de dos formas:

- 1) Longitud centro a centro de apoyos.
- 2) Longitud total del puente.

La longitud centro a centro de apoyos es la que se usa para los cálculos de las vigas de simple soporte y la longitud total del puente sólo interesa para las condiciones geométricas del mismo así como para el diseño del barandal.

1) Longitud centro a centro de apoyos

Esta se determina en base a la geometría de la sección transversal del Boulevard, ver la Fig. No. 2 y la Fig. No. 4.

Ancho normal	= 13.00 m.
Ángulo de Esviaje	= $E_i = 44^\circ 31'$
Ancho Esviajado	= 18.24 m.

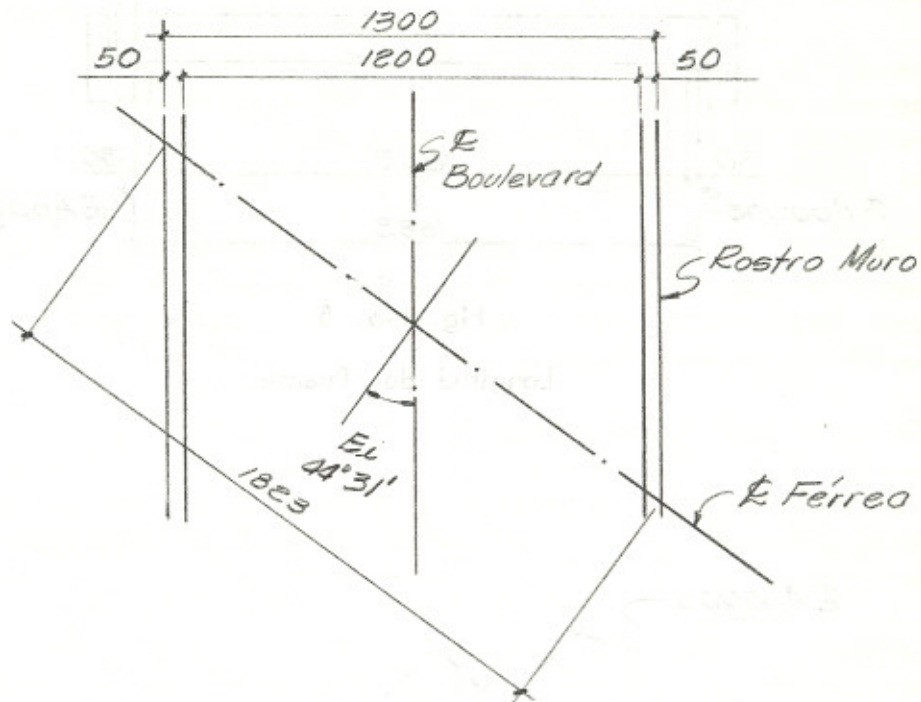


Fig. No. 4

Planta de la Sección Esviada.

Asumiendo que es suficiente para el apoyo de la viga prolongar 0.30 m. (1 pie) de cada lado del ancho esviado hasta el rostro del muro, se obtiene la longitud centro a centro.

$$\text{Long. centro a centro} = 18.23 + 0.60 = 18.83 \text{ m.} = 61.76 \text{ pies.}$$

2) Longitud total

Si a la longitud centro a centro de apoyos se le suma una longitud adicional de 0.335 m. (1.10 pies) de cada lado para efecto de apoyos, se obtiene la longitud total del puente.

Se ha dejado previsto una junta de expansión de 0.05 m. entre la superestructura y el estribo, suponiendo que la primera necesita una viga de apoyo de 0.50 m. (1.64 pies) normales al estribo. Ver Figs. Nos. 5 y 6.

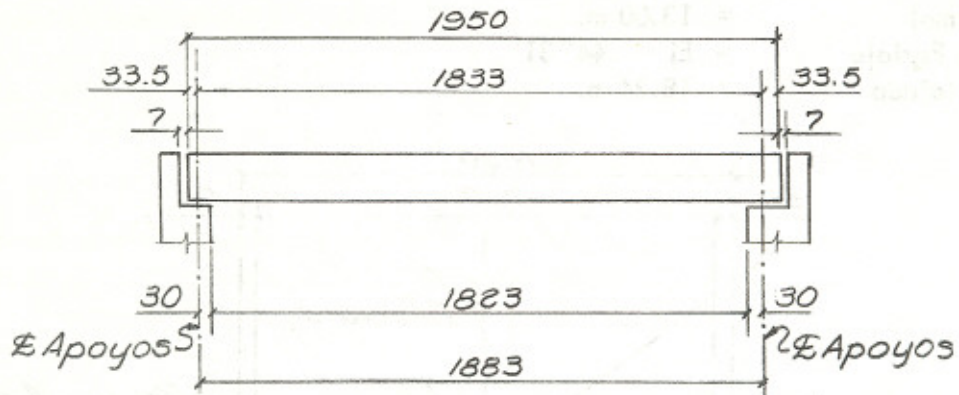


Fig. No. 5
Longitud del Puente.

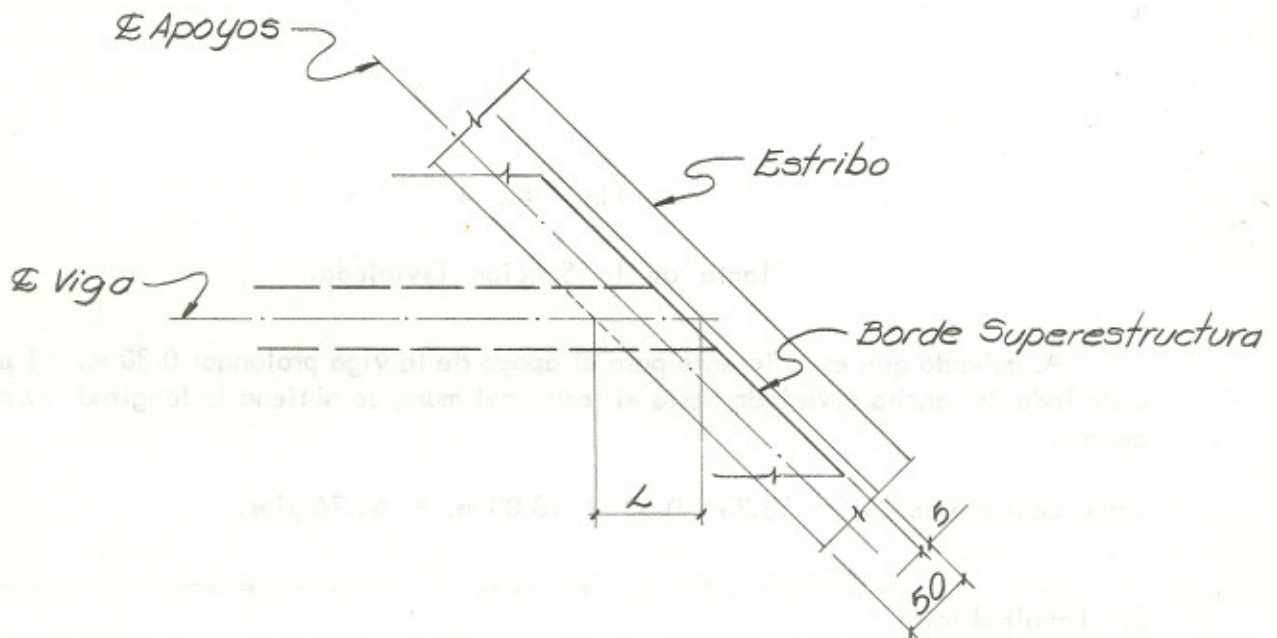


Fig. No. 6
Planta en Apoyos.

$$L = 0.30 + 0.335 + 0.07 = 0.705 \text{ m.}$$

$$L \cdot \cos E_i = 0.705 \times 0.71305 = 0.50 \text{ m.; bien.}$$

El detalle de la Junta de Expansión se hará directamente en el plano correspondiente a la Superestructura y se adoptará una junta que la Sección de Estudio de Puentes ha usado.

IV.B.4 Sección Transversal del Puente

La Especificación C1-L á CL-10 de la AREA da los claros mínimos que debe tener un puente de ferrocarril, los que dependen de la estructura para salvar el obstáculo, que pueden ser de paso inferior, superior libre o limitado (Armaduras), túnel, etc. En el presente caso se tiene un paso superior libre, para el cual se recomienda un claro total de 16 pies. La Especificación 8-36-302 recomienda que, cuando se use piso de losa de concreto, se use un ancho de 14 pies para que la Carga Viva se distribuya en forma uniforme. La Carga Viva se transmite a las vigas de acero por medio de una losa, que debe tener por lo menos un espesor de 8 plg. más una capa de balastro con un espesor mínimo de 12 plg. bajo los durmientes.

En base a las Especificaciones anteriores, la Municipalidad junto con la FEGUA, adoptaron una sección transversal para un puente de este tipo colocado en una alineación recta, pero en este caso además de que las dos líneas no se cruzan en ángulo recto, existe una curva horizontal y el puente se localiza dentro de la espiral. Siendo así, se hace indispensable verificar la curvatura de la línea férrea sobre el puente recto, ya que tiene influencia en la determinación de los claros mínimos en los efectos que resulten por la excentricidad de la carga viva.

La determinación de la curvatura de la línea férrea sobre el puente se hizo basándose en tres puntos: La intersección de ambas líneas (punto i) y la intersección de las líneas de apoyos con la línea férrea; si de estos tres puntos se trazan perpendiculares a la tangente de la curva circular y las respectivas cuerdas al P.C., se obtienen triángulos semejantes, en los cuales se pueden determinar las cuerdas respectivas mediante una corrección por metro de longitud de espiral y los ángulos que estas forman con la tangente en P.C., usando las fórmulas respectivas de la espiral se obtienen:

$$C_1 = 7.00 \text{ m. ; } \theta_1 = 00^\circ 10'$$

$$C_i = 16.42 \text{ m. ; } \theta_i = 00^\circ 54'$$

$$C_2 = 25.84 \text{ m. ; } \theta_2 = 02^\circ 19'$$

La distancia medida sobre la perpendicular entre la línea férrea y la tangente, se obtiene multiplicando cada cuerda por el seno de su respectivo ángulo:

$$H_1 = 0.04 \text{ m.}$$

$$H_i = 0.26 \text{ m.}$$

$$H_2 = 1.04 \text{ m.}$$

Para mejor comprensión de lo efectuado ver la Fig. No. 7

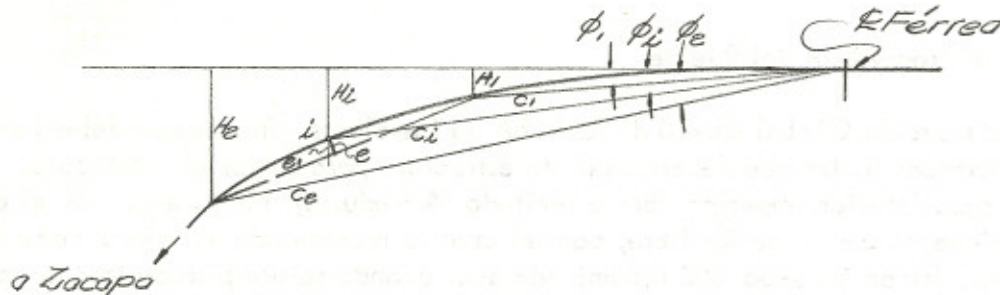


Fig. No. 7

Geometría de la Excentricidad.

La excentricidad se obtiene por simples relaciones de geometría. La distancia e_1 medida sobre la perpendicular a la tangente multiplicada por el Coseno del ángulo ϕ_i , dará el valor de la excentricidad medida perpendicularmente a la línea férrea.

$$e = 0.34 \text{ m.} = 1.16 \text{ pies.}$$

Calculada la excentricidad máxima al centro del puente es fácil determinar las dimensiones de la Sección Transversal, así como también obtener la posición crítica de la carga viva en la línea central transversal del puente. Lo más indicado que se puede hacer para obtener una distribución o compensación de los efectos que puede producir la excentricidad de la carga viva, es colocar la línea central longitudinal del puente, bisecando la excentricidad máxima en el punto i de intersección.

De esta forma se obtiene una posición crítica en la línea central de los apoyos y en el centro del puente.

Partiendo de los datos anteriores se darán las dimensiones transversales del puente en la Fig. No. 8.

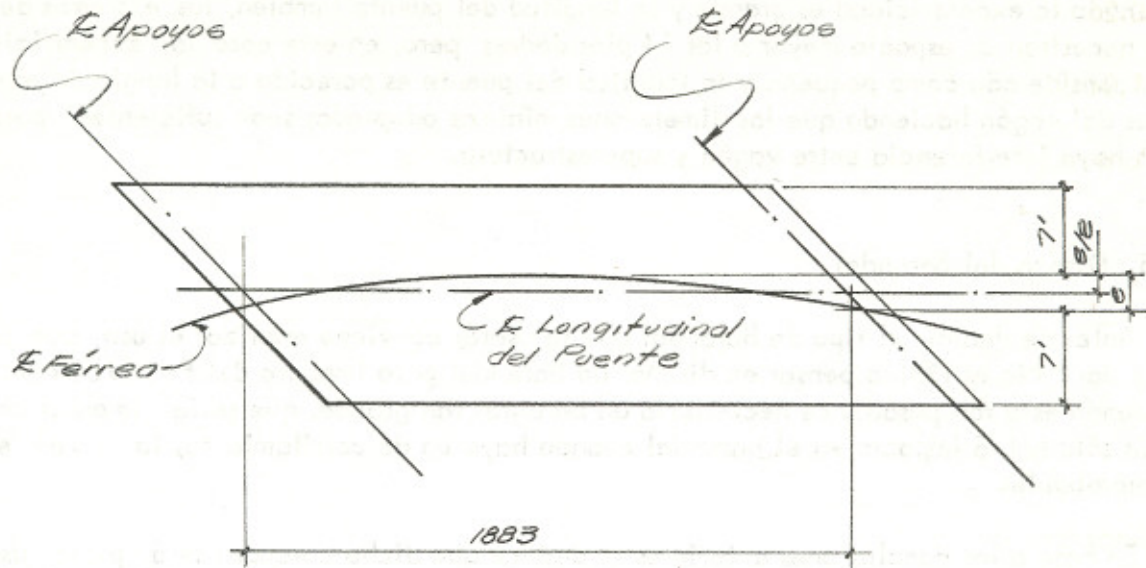


Fig. No. 8

Dimensiones Mínimas en Planta.

9. La sección transversal del puente quedará de acuerdo a lo mostrado en la Fig. No.

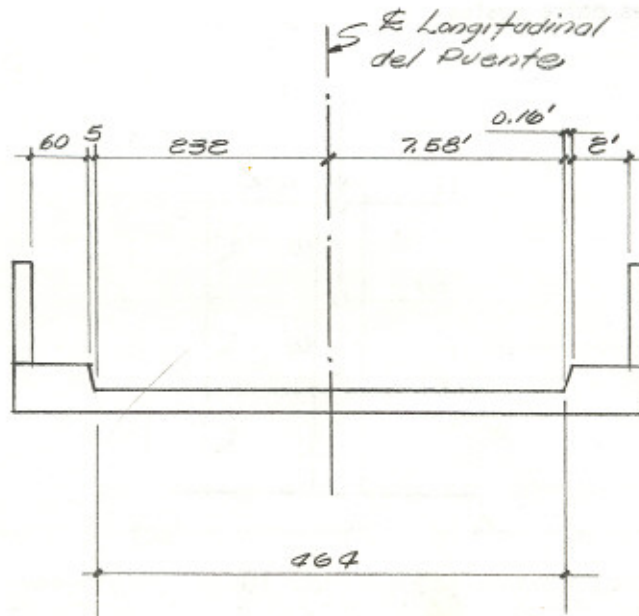


Fig. No. 9

Sección Transversal Superestructura.

Otra condición que conviene verificar es la posición del vagón sobre el puente ya que cuando la excentricidad es grande y la longitud del puente también, los extremos del vagón necesitan un espacio mayor a los 14 pies dados; pero, en este caso la excentricidad es considerada como pequeña y la longitud del puente es parecida a la longitud entre ejes del vagón haciendo que las dimensiones mínimas adoptadas sean suficientes para que no haya interferencia entre vagón y superestructura.

IV.B.5 Diseño del Barandal

Antes de decidir el tipo de barandal que se usará, conviene analizar el uso que se le va a dar. No es lógico pensar en diseñar un barandal para impacto del ferrocarril, pues siendo este tan pesado, se necesitaría un barandal tan grande, que sería impráctico. Además sólo habrá impacto en el barandal cuando haya un descarrilamiento, lo cual es muy improbable.

En base a las conclusiones anteriores se deduce que dicho barandal será para uso exclusivo de los peatones y, se diseñará el barandal recomendado por la AASHO en 1.1.9. Este barandal tiene la geometría mostrada en la Fig. No. 10, en la cual las cargas que aparecen a la izquierda del poste serán para el diseño del pasamanos y las de la derecha serán para el diseño del poste.

En donde:

$w = 50 \text{ lbs./pie}$ (de carga viva)

$L = \text{Separación en pies entre postes.}$

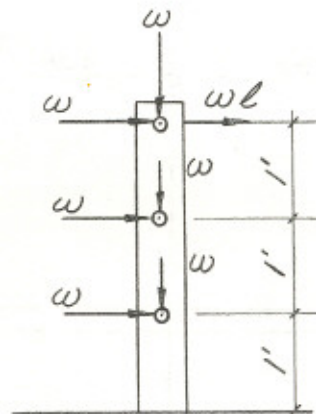


Fig. No. 10

Barandal.

A) SEPARACIÓN ENTRE POSTES

La separación entre postes puede ser variable según se desee, pero para tener una distribución balanceada entre postes y pasamanos se recomienda que la separación esté comprendida entre 1.50 m. y 2.50 m. Tomando en cuenta dicha separación se adoptará la distribución de postes, mostrada en la Fig. No. 11.

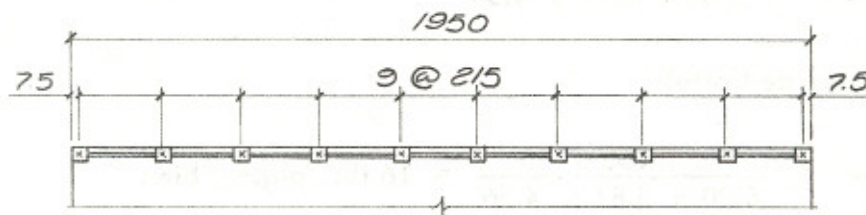


Fig. No. 11

Distribución de Postes en el Barandal.

B) POSTE

Para diseñar el poste se considerará a éste, como una viga en voladizo empotrada en la acera de la superestructura. Tentativamente se asumirá una sección cuadrada de 15 cms. (6 plg.) por lado para el poste, el refuerzo calculado para una cara se considerará también para la opuesta, a manera de armadura.

$$w = 50 \text{ lbs./pie}$$

$$L = 7.05 \text{ pies}$$

$$h = 3.00 \text{ pies}$$

$$P = w \cdot L = 50 \times 7.05 = 352 \text{ lbs.}$$

$$M = P \cdot h = 352 \times 3 = 1056 \text{ lbs-pie.}$$

Usando barras No. 3 y estribos No. 2

$$d_t = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{1056 \times 12}{208 \times 12}} = 3.18 \text{ plg.}$$

$$d_r = 6.00 - 1.00 - 0.25 - 0.19 = 4.56 \text{ plg.} > 3.18; \text{ bien}$$

Refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{1.056}{1.29 \times 4.56} = 0.18 \text{ plg.}^2 = 2 \text{ No. 3}$$

Adherencia:

$$u = \frac{V}{E_o \cdot j \cdot d} = \frac{352}{2.36 \times 0.87 \times 4.56} = 37 \text{ lbs./plg.}^2; \text{ bien}$$

Estribos (Esfuerzo de Corte):

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{352}{6.00 \times 0.87 \times 4.56} = 16 \text{ lbs./plg.}^2; \text{ bien}$$

Teóricamente no se necesitan estribos para absorber el corte en la base del poste, pero por armadura siempre son necesarios, según AASHO 1.5.8.D a una separación de $3/4$ de "d".

Usar Estribos No. 2 a 4.5 plg. (10 cms.)

C) PASAMANOS

El pasamanos puede construirse invariablemente de concreto o de acero, pero tomando en cuenta el factor económico se adoptará un pasamanos de tubo redondo de acero; además, su colocación es mucho más sencilla. En la Fig. No. 10, puede apreciarse que el pasamanos está formado por tres tubos separados por 30 cms., (1 pie), espaciamiento calculado para que una persona no pase por el, accidentalmente.

Las cargas a que está sometido el pasamanos hacen que este trabaje en dos sentidos: vertical y horizontal, y para simplificar los cálculos se trabajará con la resultante de ambas cargas como si trabajase en una sola dirección.

Como peso propio del pasamanos se asumirán 2.27 lbs./pie correspondiente a un tubo de 1.25 plg. de diámetro, verificándose al final.

$$\text{Carga Vertical} = CM + CV = 2.27 + 50 = 52.27 \text{ lbs./pie}$$

$$\text{Carga Horizontal} = CV = 50 \text{ lbs./pie.}$$

$$\text{Resultante} = \sqrt{52.27^2 + 50^2} = 72.33 \text{ lbs./pie}$$

En la verificación del tubo adoptado se supondrá el pasamanos continuo a través de los postes, diseñándose para el momento máximo recomendado por el código del ACI:

$$M = \frac{1}{10} \cdot w \cdot L^2 = \frac{1}{10} \times 72.33 \times 7.05^2 = 360 \text{ lbs-pie}$$

$$S = \frac{M}{F_s} = \frac{360 \times 12}{20000} = 0.216 \text{ plg}^3$$

En American Institute of Steel Construction (AISC) 1.72

Para tubo de $\phi 1 \frac{1}{4}$ plgs.

$$I = 0.195 \text{ plg.}^4$$

$$De = 1.66 \text{ plg.} : c = 0.83 \text{ plg.}$$

$$pp = 2.27 \text{ lbs./pie}$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{0.195}{0.83} = 0.235 \text{ plg}^3 > 0.216; \text{ bien}$$

Usar Tubo de $1 \frac{1}{4}$ plg.; bien

D) CARGA QUE TRANSMITE EL BARANDAL

En los cálculos posteriores interesará saber los efectos que produce el barandal, por lo que se hace necesario saber cuánta carga transmite el barandal por medio de los postes.

Carga Muerta:

Como carga muerta se considerará el peso propio tanto del tubo como del poste.

$$\text{p.p. pasamanos} = 7.05 \times 2.27 \times 3 = 48 \text{ lbs.}$$

$$\text{p.p. del poste} = \frac{6 \times 6}{144} \times 3.21 \times 150 = \underline{120 \text{ lbs.}}$$

$$\text{Carga muerta total} \dots\dots\dots = 168 \text{ lbs./poste}$$

Carga Viva:

Las especificaciones de la AASHO recomiendan que para aceras hasta de dos pies de ancho, no se considere carga viva sobre ellas.

IV.B.6 Vigas de Acero

Tentativamente se asumirán 6 vigas de acero 36 WF 300 con una separación entre centros de 3.50 pies, separación que se verificará al final del cálculo. De acuerdo a lo asumido la geometría tentativa de la sección transversal del puente será la indicada en la Fig. No. 12.

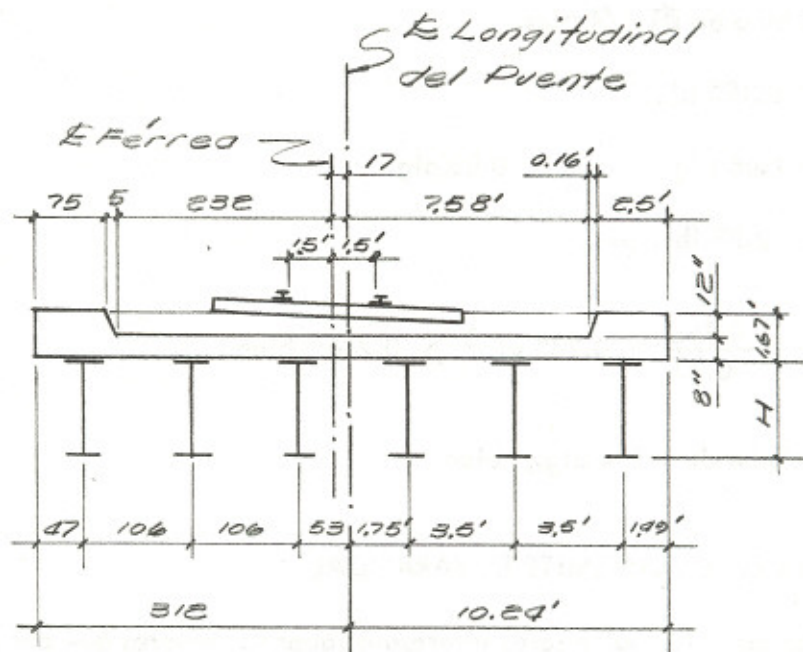


Fig. No. 12

Sección Transversal en Lc Puente.

En el ASISC 1-6 se obtienen las propiedades de la viga asumida y siguiendo las mismas especificaciones juntamente con las de la AREA y AASHO se verificará la misma. Nótese que estas vigas prácticamente no se diseñan sino que se asumen y luego se chequean sus esfuerzos de trabajo y, si están dentro de los límites recomendados, lo asumido fue correcto.

Datos propios de la Viga

Viga asumida	=	36 WF300
Peso propio	=	300 lbs./pie
Peralte	=	36.72 plg.
Area	=	88.17 plg ² .
d/Af	=	1.31
I x-x	=	20290.20 plg ⁴ .
S x-x	=	11.05.10 plg ³ .
r	=	15.17 plg.

A) Chequeo del Peralte

Como chequeo del peralte mínimo de la viga, se tomará el que recomienda el AISC puesto que el que recomienda la AREA es bastante conservador.

$$H \text{ mínima} = \frac{L}{25} = \frac{61.76 \times 12}{25} = 29.64 \text{ plg. ; bien.}$$

IV.B.7 Grupos de Carga

Antes de formar los grupos de carga que servirán para analizar las vigas, conviene estudiar la forma en que se llevará a cabo la construcción de la losa. En este tipo de puente se pueden presentar dos casos para la construcción de la losa, partiendo del hecho de que ya han sido colocadas las vigas sobre el estribo:

A) Caso A:

El primer caso se presenta cuando la losa se construye mediante una formaleta que está apoyada sobre terreno firme, es decir, que la formaleta de la losa cuenta con una obra falsa de apoyo, o con parales. En esta condición, al quitar la formaleta después de haber fraguado la losa, las vigas trabajarán como sección compuesta bajo cualquier tipo de cargas.

B) Caso B:

Este se presenta cuando la formaleta de la losa se apoya de alguna forma en las propias vigas, es decir, sin paraleles. Con esta condición, las vigas trabajan de dos formas:

Primera: En la etapa de la fundición y después de haber fraguado el concreto, pero sin las cargas de servicio, las vigas trabajan como sección simple. Considérese por carga de servicio la carga viva.

Segunda: Después de permitir el fraguado del concreto y removido la formaleta, las vigas trabajarán como sección compuesta bajo los efectos de la carga viva.

En vista de todos los casos anteriores, se analizarán las vigas para las condiciones siguientes, según recomendaciones de la AREA a esfuerzos del 100%.

Caso A

Viga compuesta: Carga muerta (CM) + Carga viva (CV) + Impacto (I)
+ Fuerza centrífuga (FC)

Caso B

Viga Simple: Carga muerta (CM)

Viga Compuesta: Carga viva (CV) + Impacto (I) + Fuerza centrífuga (FC)

Después de analizadas las vigas, los resultados fijarán la forma de construcción de la losa, ya sea que se pueda construir para cualquiera de los casos, o bien, sólo para uno en especial.

IV.B.8 Cálculo Separado de Cargas

Para tener más facilidad en los diferentes análisis, es preferible calcular separadamente todas las cargas que intervendrán para luego agruparlas, según las condiciones expuestas.

A) CARGA MUERTA

Tomando en cuenta que la losa y el barandal serán fundidos monolíticamente y que el número y posición de las vigas es favorable, se hará la suposición de que las 6 vigas tendrán igual carga. Calculando separadamente la carga muerta por pie de longitud del puente:

1. Barandal: $w = \frac{168 \times 2 \times 9}{61.76} = 49 \text{ lbs./pie}$
2. Banqueta: $w = 2.66 \times 1.67 \times 2 \times 150 = 1333 \text{ lbs./pie}$
3. Losa de Conc.: $w = 2 \times 7.58 \times \frac{8}{12} \times 150 = 1524 \text{ lbs./pie}$
4. Balastro + Durmientes: Se estimará un peso de 120 lbs./pie según la especificación 8-302.2 de la AREA:
 $w = 2 \times 7.58 \times 1 \times 120 = 1819 \text{ lbs./pie}$
5. Rieles + Soportes: La misma especificación anterior recomienda:
 $w = 200 \text{ lbs./pie}$
6. Diafragma + Conectores: Se estimará un peso de:
 $w = 500 \text{ lbs./pie}$
7. Peso propio:
 $w = 300 \text{ lbs./pie (una viga)}$
8. Formaleta:
 $w = 30 \text{ lbs./pie (una viga y estimado).}$

B) CARGA VIVA DE LOCOMOTORA

Según las condiciones actuales en Guatemala, la FEGUA recomienda que se diseñe con una Carga Viva Equivalente al peso de la locomotora denominada como Cooper E-40, y la máxima carga posible es el paso de dos locomotoras una a continuación de otra. La condición de máxima carga queda expresada en la Fig. No. 13, en la cual se han enumerado los ejes de carga de 1 a 9 para la primera locomotora y del 10 al 18 para la segunda locomotora.

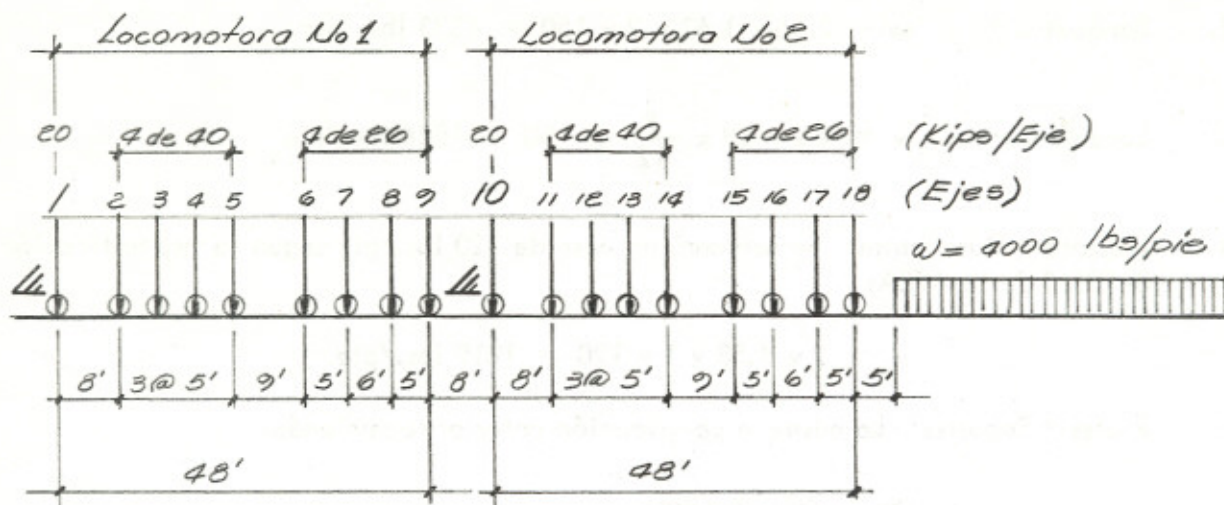


Fig. No. 13

Paso Simultáneo de dos Locomotoras Cooper E-40.

Para analizar los efectos producidos por la carga viva, la que prácticamente es un tren de cargas, existen dos criterios, los que se describirán más adelante.

Se puede observar que en la luz del puente (61.76 pies) no caban dos locomotoras, una a continuación de la otra, motivo por el cual se analizará la carga viva máxima como una carga longitudinal uniformemente distribuida y luego verificar para el paso de una sola locomotora partiendo de una carga viva distribuida pero transversalmente.

C) CARGA VIVA UNIFORME LONGITUDINAL

Anteriormente se dijo que esta condición era para analizar la carga máxima y, se hará siguiendo la Especificación 8-302.3 de la AREA que dice: Cuando se analice la carga máxima longitudinal, tómese la carga del eje más pesado de los de tracción de la locomotora, que la carga concentrada se distribuya longitudinalmente en una distancia no mayor a la separación entre ejes y, transversalmente, en una longitud de 14 pies.

El eje más pesado de la Cooper E-40 es de 40000 lbs., y se distribuirá longitudinalmente según la Fig. No. 14.

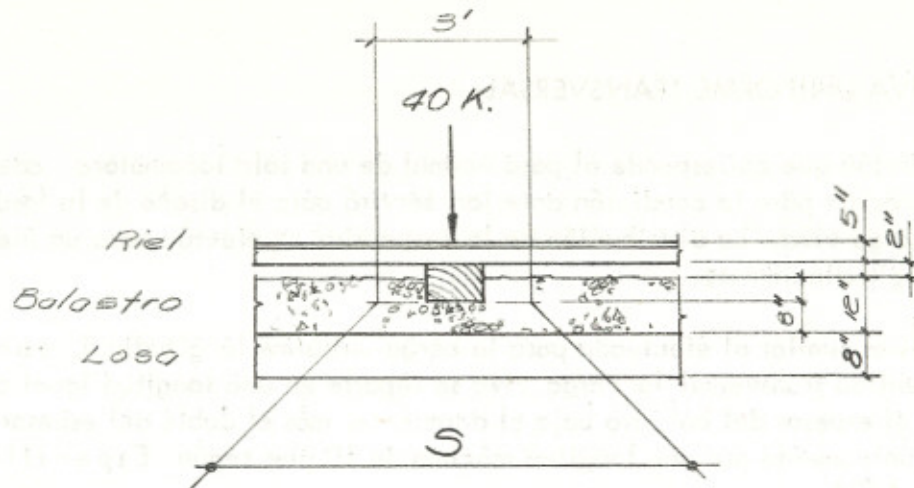


Fig. No. 14

Distancia Longitudinal de Distribución.

La longitud "S" es igual a tres pies, más el espesor del balastro bajo el durmiente, más el doble espesor de la losa, limitada únicamente por la separación entre ejes:

$$S = 3 + \frac{8}{12} + 2 \times \frac{8}{12} = 3 + 0.67 + 1.33 = 5.00 \text{ pies; bien}$$

$$\text{Área de Distribución} = 14 \cdot S = 14 \times 5 = 70 \text{ pies}^2$$

$$\text{Carga Equivalente} = \frac{40000}{70} = 572 \text{ lbs./pie}^2$$

$$\text{Carga Distribuida Longitudinalmente} = 572 \times 14 = 8000 \text{ lbs./pie.}$$

Esta carga es, teóricamente, soportada por las vigas que se encuentran dentro de los 14 pies de ancho de distribución transversal, pero estando las vigas exteriores bastante próximas a los 14 pies recomendados, se asumirá que las 6 vigas cargarán por igual:

$$\text{Carga por Viga} = \frac{8000}{6} = 1333 \text{ lbs./pie/viga}$$

D) CARGA VIVA UNIFORME TRANSVERSAL:

Esta condición que corresponde al paso normal de una sola locomotora además de servir de comparación para la condición anterior, servirá para el diseño de la losa en lo referente a la carga viva. La distribución de la carga viva se efectúa para un pie de ancho, tomado longitudinalmente.

El análisis es similar al efectuado para la carga uniforme longitudinal, con la variante que en sentido transversal la carga viva se reparte en una longitud igual a la del durmiente, más el espesor del balastro bajo el durmiente, más el doble del espesor de la losa; limitado únicamente por una longitud máxima de 10 pies según Especificación 15-6-205 de la AREA.

$$S = 5.00 \text{ pies}$$

$$L = 8 + \frac{8}{12} + 2 \cdot \frac{8}{12} = 8 + 0.67 + 1.33 = 10 \text{ pies; bien}$$

$$\text{Área de Distribución} = S \cdot L = 5 \times 10 = 50 \text{ pies}^2$$

$$\text{Carga Equivalente} = \frac{40000}{50} = 800 \text{ lbs./pie}^2$$

$$\text{Carga Distribuida Transversalmente} = 800 \text{ lbs./pie}$$

Finalmente, esta carga distribuida transversalmente en una faja de un pie queda según la Fig. No. 15.

Analizando la losa como una viga continua con un sistema de cargas igual al mostrado en la Fig. No. 15, y resolviendo por el método tradicional de Cross, se encontrarán las reacciones de cada viga y luego el porcentaje será utilizado para determinar cuánto absorbe la viga más cargada debido al paso de una locomotora.

Para la solución del Cross, se asumirá que la losa es uniforme en toda su sección, por lo que tanto el Coeficiente de Rigidez como el de Distribución serán iguales a 0.50.

Por ser innecesario, no aparecerá el desarrollo del Cross, limitándose únicamente a mostrar los resultados obtenidos.

CUADRO No. 1

Resumen de la Carga Viva Uniforme Transversal

Viga No.	1		2		3		4		5		6	
Coef. Transmisión		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		
Coef. Distribución	0	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	0
Momentos Fijos (lbs-pie)	0	-3	+42	-817	+817	-817	+817	-786	+618	0	0	0
Momento Final (lbs-pie)	0	0	+408	-408	+910	-910	+860	-860	+292	-292	0	0
Cortes (lbs.)		-104	+368	+1257	+1543	+1414	+1386	+1484	+652	+83	-83	0
Reacciones	-104		+1625		+2957		+2870		+735		-83	
% de Carga Viva	0.013		0.203		0.370		0.359		0.092		0.010	

En el renglón correspondiente a los porcentajes, puede apreciarse que la viga más cargada es la No. 3.

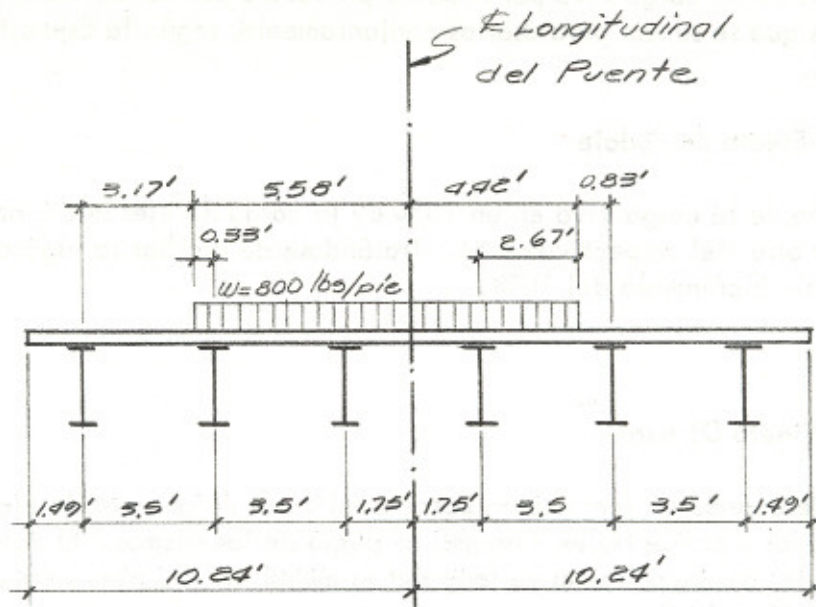


Fig. No. 15

Carga Viva Uniforme Transversal.

E) IMPACTO

El incremento de carga viva por impacto producido por la locomotora tiene dos efectos distintos que se suman para usarlos conjuntamente, según la Especificación 15-II-205 de la AREA.

1) Impacto por Efecto de Rodaje

Incremento de la carga viva en un 10% de la carga de ejes hacia arriba y hacia abajo, en uno y otro riel respectivamente. Tratándose de diseñar la viga crítica, sencillamente habrá un incremento del 10%.

$$I_a = 10\%$$

2) Impacto de Efecto Directo

Se considera como un incremento porcentual de la carga viva de ejes aplicada hacia abajo por igual a ambos rieles y normal al plano de los mismos. El valor del incremento (porcentaje) para puentes cuya longitud es menor de 100 pies y construidos en acero, será según la fórmula siguiente:

$$I_b = 60 - \frac{L^2}{500} \quad \text{en donde: } L = 61.76 \text{ pies}$$

$$I_b = 60 - \frac{61.76^2}{500} = 52.00\%$$

Impacto Total:

$$I = I_b + I_b = 10 + 52 = 62\%$$

F) FUERZA CENTRÍFUGA

El valor de esta fuerza también se toma como un porcentaje de la carga viva según la especificación 5-7-208 de la AREA.

$$FC = 0.00117 \cdot S^2 \cdot D ; \quad \text{donde } S = \text{Velocidad en MPH}$$

$$D = \text{Grado de Curvatura}$$

$$FC = 0.00117 \times 15^2 \times 19.30 = 5\%$$

La fuerza centrífuga debida a la curvatura de la línea férrea, actúa a una altura

de 6 pies sobre el plano de los rieles, no afectando directamente el diseño de las vigas ni el de la losa, porque éstas se consideran como una unidad y la fuerza centrífuga transmite directamente a los estribos. El hecho de considerar las vigas con la losa una unidad, hacen que la superestructura sea bastante rígida en el sentido lateral y se necesitaría una fuerza muy grande para producir pandeo.

IV.B.9 Cálculo de Momentos y Esfuerzo de Corte

Para obtener una comparación de los diferentes grupos de carga mencionados en IV.B.7, se calcularán los momentos y esfuerzos de corte de acuerdo a las condiciones de trabajo expuestas.

A) CARGA MUERTA PARA EL CASO "A"

Los valores parciales de la carga muerta fueron calculados previamente en IV.B.8. Tomándose los valores nuevamente se tiene:

Barandal	=	49 lbs./pie
Banqueta	=	1333 lbs./pie
Losa de concreto	=	1524 lbs./pie
Balastro + Durmiente	=	1819 lbs./pie
Rieles + Soporte	=	200 lbs./pie
Diafragmas y Conectores	=	<u>500 lbs./pie</u>
Total	=	5425 lbs./pie

$$\text{Carga Muerta por Viga} \dots\dots = \frac{5425}{6} = 904 \text{ lbs./pie}$$

$$\text{Peso propio} = \underline{300 \text{ lbs./pie}}$$

$$\text{CM por viga} = 1204 \text{ lbs./pie}$$

Resolviendo las vigas como simplemente soportadas con carga uniforme se tiene:

$$M \text{ máx.} = 1/8 \cdot w \cdot l^2 = 1/8 \times 1204 \times 61.76^2 = 574.05 \text{ Kips-pie}$$

$$V \text{ máx.} = 1/2 \cdot w \cdot l = 1/2 \times 1204 \times 61.76 = 37.18 \text{ Kips}$$

$$V \text{ } 1/4 \dots\dots\dots = 18.59 \text{ Kips}$$

B) CARGA MUERTA PARA EL CASO "B"

Como este caso carece de obra falsa, la carga muerta será la del caso "A" más el peso por la formaleta:

$$\begin{aligned} \text{CM por viga} \dots\dots &= 1204 + 30 &&= 1234 \text{ lbs./pie} \\ \text{M máx.} &= 1/8 \cdot w \cdot l^2 = 1/8 \times 1234 \times 61.76^2 &&= 588.36 \text{ Kips-pie} \\ \text{V máx.} &= 1/2 \cdot w \cdot l = 1/2 \times 1234 \times 61.76 &&= 38.11 \text{ Kips} \\ \text{V } 1/4 &\dots\dots\dots &&= 19.56 \text{ Kips} \end{aligned}$$

C) CARGA VIVA LONGITUDINAL: CASOS "A" Y "B"

La carga viva se transformó en una equivalente, considerando a las vigas en igual forma que en el caso de la carga muerta:

$$\begin{aligned} \text{CV por viga} &= 1333 \text{ lbs./pie} \\ \text{M máx.} &= 1/8 \cdot w \cdot l^2 = 1/8 \times 1333 \times 61.76^2 = 635.54 \text{ Kips-pie} \\ \text{V máx.} &= 1/2 \cdot w \cdot l = 1/2 \times 1333 \times 61.76 = 41.16 \text{ Kips} \\ \text{V } 1/4 &\dots\dots\dots = 20.58 \text{ Kips} \end{aligned}$$

Afectando los resultados anteriores del Impacto se obtienen los valores de carga viva + impacto.

$$\begin{aligned} M_{Vi} &= 635.54 \times 1.62 = 1029.58 \text{ Kips-pie} \\ V_{Vi} &= 41.16 \times 1.62 = 66.84 \text{ Kips} \\ V \ 1/4 &= 20.58 \times 1.62 = 33.34 \text{ Kips} \end{aligned}$$

D) CARGA VIVA TRANSVERSAL: CASOS "A" Y "B"

Por la curvatura de la línea férrea, ésta tiene una excentricidad respecto a las vigas, y hay posiciones en que los ejes de la locomotora pasan exactamente sobre una de ellas, pero esto sucede antes del centro de la luz del puente, por lo que no se considera crítico. En resumen, se calcularán los efectos máximos producidos por el paso de una locomotora y, mediante los porcentajes calculados en el Cuadro No. 1 en IV.B.8.D., se determinará cuanto absorbe cada viga.

El cálculo del momento máximo producido por un tren de cargas se hará por el método de la resultante, y la posición crítica longitudinal de la locomotora será como se muestra en la Fig. No. 16.

1) Cálculo del Momento Máximo Total

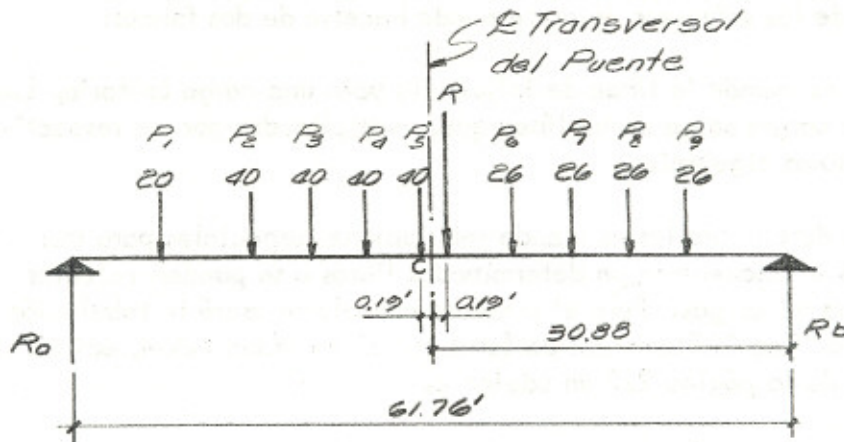


Fig. No. 16

Posición Crítica de Momento. Una Locomotora.

Calculando la reacción en B:

$$R_b = \frac{1}{61.76} R (1/2 \times 61.76 + 0.19)$$

Donde: R = Resultante de las cargas = 284 Kips

$$R_b = 142.92 \text{ Kips}$$

Calculando el momento máximo bajo el punto C:

$$M \text{ máx.} = -31.07 R_b + 26 (9 + 14 + 20 + 25)$$

$$M \text{ máx.} = 2672.52 \text{ Kips-pie}$$

Afectando el resultado anterior por el porcentaje de la viga más cargada (37%) y afectándolo también del incremento por Impacto se obtendrá:

$$M \text{ máx.} = 2672.52 \times 0.37 \times 1.62 = 1601.90 \text{ Kips-pie}$$

2) Cálculo de los Esfuerzos de Corte

Se determinarán los esfuerzos de corte en los apoyos, en los cuartos de la luz y en la parte central. El objeto de determinar el corte no sólo en los apoyos, es debido al cálculo de los conectores que hay entre la losa y las vigas para que ésta no se deslice.

El cálculo de los esfuerzos de corte puede hacerse de dos formas:

Una forma, es usando la línea de influencia para una carga unitaria, buscar la posición del tren de cargas sobre dicha línea que, multiplicadas por sus respectivas ordenadas, dé la mayor suma algebraica.

Otra forma de calcularlos es usando tabulaciones especiales para tren de cargas, estas tabulaciones se encuentran en determinados libros o se pueden calcular fácilmente para cualquier tipo de cargas. Para el presente cálculo se usará la tabulación que se encuentra en el libro "Teoría Elemental de Estructuras" de Wang Eckel, edición de 1963 de la McGraw-Hill, de la página 225 en adelante.

A manera de ilustración se calcularán los cortes máximos en los extremos y de los cuartos de la luz por el método simplificado de la tabulación, tomando en cuenta que dicha tabulación está en el sistema métrico, y para una carga viva Cooper E-72, que es 72/42 más grande que la Cooper E-40 usada en este trabajo; por lo que se tendrá el cuidado de hacer las transformaciones del caso. En el centro de la luz se calculará por el método tradicional de la línea de influencia.

Corte máximo en el extremo

Comparando P_1 en el extremo A con P_2 en el extremo A:

Cuando P_1 en A, no incluyendo P_1

$$G = 231.89 \text{ y } \frac{G \cdot b}{L} = \frac{231.89 \times 2.44}{18.83} = 30.05 \text{ mayor que } P_1$$

Cuando P_2 en A, incluyendo P_2 :

$$G = 297.21 \text{ y } \frac{G \cdot b}{L} = \frac{297.21 \times 2.44}{18.83} = 38.51 \text{ mayor que } P_1$$

Así, moviendo P_2 hacia A, el aumento de la reacción en el extremo está entre 30.05 y 38.51, mientras que la disminución es igual a P_1 (16.33 Ton.). El aumento es mayor por lo que P_1 origina un mayor corte.

Comparando P_2 en el extremo A con P_3 en el extremo A:

Cuando P_2 en A, no incluyendo P_2 :

$$G = 264.55 \text{ y } \frac{G \cdot b}{L} = \frac{264.55 \times 1.52}{18.83} = 21.35 \text{ mayor que } P_2$$

Esto confirma que P_2 sobre A, da el máximo corte.

La posición crítica para corte se muestra en la Fig. No. 17

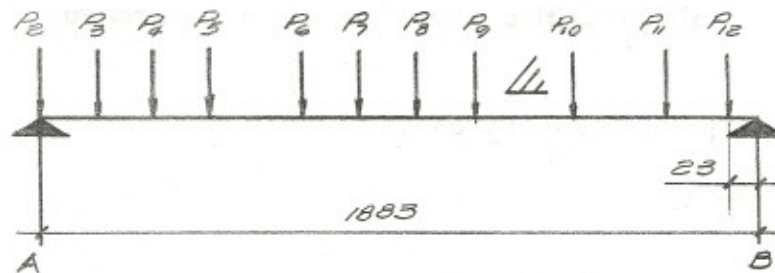


Fig. No. 17

Posición Crítica para Corte. Una Locomotora.

$$V_{\text{máx.}} = \frac{M_{12} + G \cdot e}{L} = \frac{2992.70 + 297.21 \times 0.23}{18.83} = 162.56 \text{ Ton.}$$

Al resultado anterior se le harán las reducciones para una Cooper E-40 y se afectará el porcentaje de viga más cargada y del incremento por Impacto:

$$V = 162.56 \times 2205 \times \frac{40}{72} \times 0.37 \times 1.62 = 121.87 \text{ Kips.}$$

Corte máximo en los cuartos de la luz

Llamando C al punto correspondiente al cuarto de la luz, se puede apreciar en la Fig. No. 18 cuál es la posición crítica.

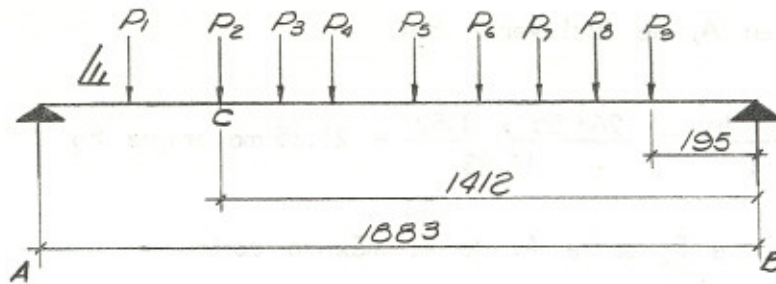


Fig. No. 18

Posición Crítica para Corte. Una Locomotora.

Comparando P_1 en C con P_2 en C:

Cuando P_1 en C:

$$G = 210.66 \text{ y } \frac{G \cdot b}{L} = \frac{210.66 \times 244}{18.83} = 27.30 \text{ mayor que } P_1$$

Cuando P_2 en C:

$$G = 231.89 \text{ y } \frac{G \cdot b}{L} = \frac{231.89 \times 2.44}{18.83} = 30.05 \text{ mayor que } P_1$$

Comparando P_2 en C con P_3 en C:

Cuando P_2 en C:

$$G = 231.89 \text{ y } \frac{G \cdot b}{L} = \frac{231.89 \times 1.52}{18.83} = 18.72 \text{ menor que } P_2$$

Cuando P_3 en C:

$$G = 248.22 \text{ y } \frac{G \cdot b}{L} = \frac{248.22 \times 1.52}{18.83} = 20.04 \text{ menor que } P_2$$

Así, P_2 en C dará lugar al esfuerzo de Corte máximo en el punto C.

$$V_{\text{máx.}} = \frac{Mg + G \cdot e}{L} = \frac{1737.38 + 231.89 \times 1.95}{18.83} = 116.28 \text{ Ton.}$$

Efectuando la conversión respectiva:

$$V = 116.28 \times 2205 \times \frac{40}{72} \times 0.37 \times 1.62 = 87.16 \text{ Kips}$$

Corte máximo al centro de la luz

Para terminar el análisis de los esfuerzos de corte en diferentes puntos de una viga, se calculará el Corte máximo al centro de la luz, por el método de la línea de influencia.

La línea de influencia para corte en el punto D, calculada por una carga unitaria (1 Kip) es como se muestra en la Fig. No. 19, así como la posición crítica de una locomotora para producir el corte máximo.

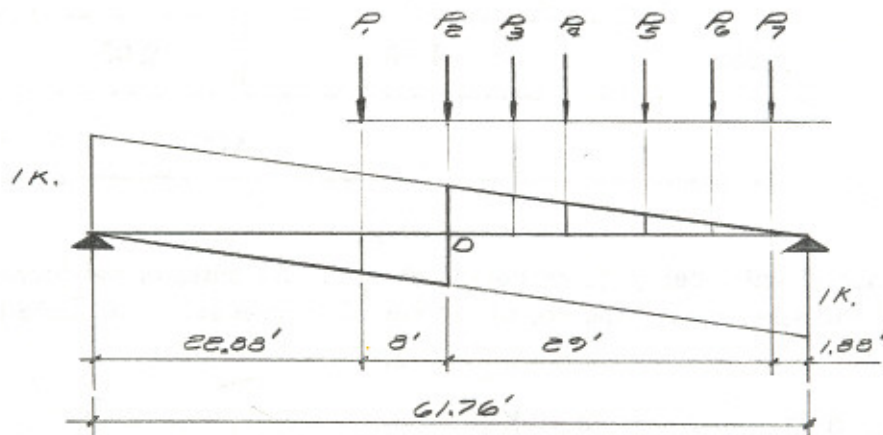


Fig. No. 19

Posición Crítica para Corte. Una Locomotora.

A manera de simplificar el cálculo se hará una tabulación que permita ver con más claridad el proceso seguido.

CUADRO No. 2

Cálculo del Corte máximo al centro de la luz

Carga No.	Peso (Kips)	D Dist. al extremo A (pies)	$\frac{D}{61.76}$	Corte Parcial (Kips)
1	20	22.88	0.37	- 7.40
2	40	30.88	0.50	+20.00
3	40	25.88	0.42	+16.80
4	40	20.88	0.34	+13.60
5	40	15.88	0.26	+10.40
6	26	6.88	0.11	+ 2.86
7	26	1.88	0.03	+ 0.78
SUMA				= +57.04

Afectando el valor del corte calculado en el cuadro anterior del factor de viga más cargada y del incremento por Impacto, se obtiene el valor máximo de Corte al centro de la luz:

$$V = 57.04 \times 0.37 \times 1.62 = 34.19 \text{ Kips.}$$

CUADRO No. 3

Comparación de los valores máximos de Momento y Cortes producidos por la carga viva más impacto

Método	M máx. (Kips-pie)	V máx. (Kips)	V 1/4 (Kips)	V 1/2 (Kips)
CV long.	1029.58	66.84	33.44	0
CV trans.	1601.90	121.87	87.16	34.19

Del cuadro anterior se deduce que, para la luz del puente es más crítico el análisis por carga uniforme transversal correspondiente al paso de una locomotora, que el de carga uniforme longitudinal correspondiente al tren de cargas (dos locomotoras).

Determinados los valores máximos producidos por la carga muerta y por la carga viva, tanto para el caso A como el caso B, sólo resta agruparlos en las condiciones de trabajo ya expuestas y verificar si la viga asumida soporta tales efectos.

IV.B.10 CUADRO No. 4

Resumen de los Valores de Diseño

Caso	Sección	Antes del Fraguado			Después del Fraguado y Removido Formaleta			Relación Áreas n
		Carga	M máx. Kips-pie	V máx. Kips	Carga	M máx. K-pie	V máx. Kips	
A	Compuesta	---	-----	----	CM	574.05	37.18	3n
		---	-----	----	CV	1601.90	121.87	n
B	Simple	CM	588.36	38.11	---	-----	----	-
	Compuesta	---	-----	----	CV	1601.90	121.87	n

Nota:

La relación de áreas se refiere a la relación entre los módulos de elasticidad del concreto y del acero.

IV.B.11 Verificación de Esfuerzos

Para verificar si las vigas asumidas resisten las cargas a que están sometidas, se calcularán los esfuerzos de acuerdo a las condiciones de trabajo.

A) CASO "A"

SECCION COMPUESTA

Carga Muerta

Por funcionar la viga como sección compuesta se hace necesario determinar el ancho del patín.

b $1/4 L = \frac{61.76}{4} = 15.44$ pies

b $S = \dots\dots\dots = 3.50$ pies

b $12 t = 12 \times \frac{8}{12} = 8.00$ pies

usar $b = 3.50$ pies = 41 plg.

La sección de la viga en este caso, se muestra en la Fig. No. 20.

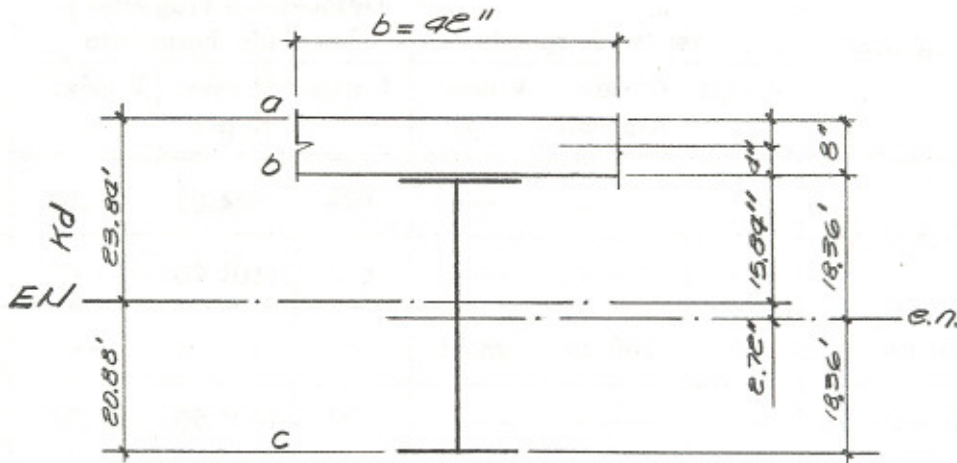


Fig. No. 20

Sección Transversal: Viga Compuesta.

Calculando la posición del Eje Neutro, haciendo suma de momentos respecto a la superficie a.

Material	Área	Brazo	Momento
Concreto	$\frac{42 \times 8}{3 \times 10} = 11.20$	4.00	44.80
Acero	88.17	26.36	2324.16
SUMA	99.37	-.-	2368.96

$$k_d = \frac{\cong M}{\cong A} = \frac{2368.96}{99.37} = 23.84 \text{ plg.}$$

Calculando el Momento de Inercia de la Sección Compuesta:

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{1}{3 \cdot n} \left(\frac{1}{3} b \cdot h_1^3 - \frac{1}{3} b \cdot h_1^3 \right) \\ &= \frac{1}{30} \left(\frac{1}{3} \times 42 \times 23.84^3 - \frac{1}{3} \times 42 \times 15.84^3 \right) \\ &= 4468 \text{ plg.}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_a &= I_o + A \cdot d^2 \\ &= 20290.20 + 88.17 \times 2.52^2 \\ &= 208.50 \text{ plg.}^4 \end{aligned}$$

$$I_t = I_c + I_a = 4468 + 20850 = 25318 \text{ plg.}^4$$

Cálculo de Esfuerzos en el concreto:

$$\text{en a: } f = \frac{1}{3n} \frac{M \cdot c}{I} = \frac{574052 \times 12 \times 23.84}{30 \times 25318} = 216 \text{ lbs/plg}^2$$

$$\text{en b: } f = \frac{1}{3n} \frac{M \cdot c}{I} = \frac{574052 \times 12 \times 15.84}{30 \times 25318} = 144 \text{ lbs/plg}^2$$

Cálculo de Esfuerzos en el Acero:

$$\text{en b: } f = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{574052 \times 12 \times 1584}{25318} = 4309 \text{ lbs/plg}^2$$

$$\text{en c: } f = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{574052 \times 12 \times 20.88}{25318} = 5680 \text{ lbs/plg}^2$$

Carga Viva: Ver Fig. No. 21

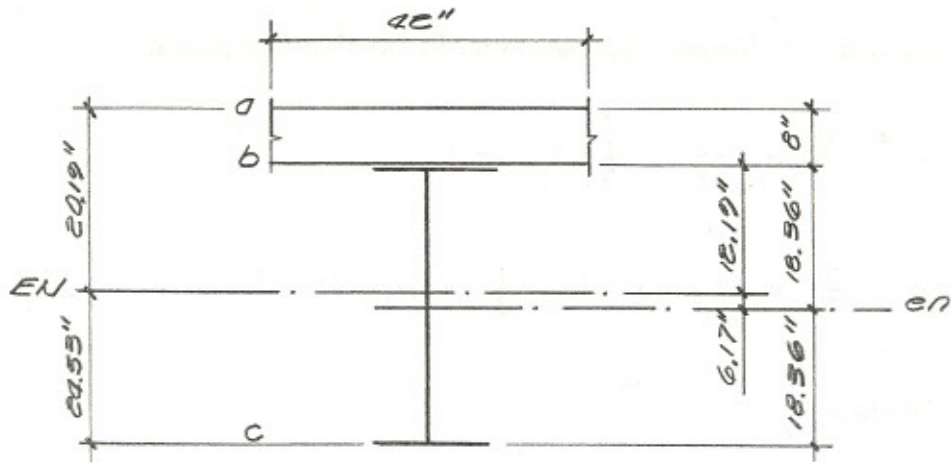


Fig. No. 21

Sección Transversal: Viga Compuesta.

Calculando la posición del eje neutro:

Material	Área	Brazo	Momento
Concreto	$\frac{42 \times 8}{10} = 33160$	4.00	134.40
Acero	88.17	26.36	2324.16
SUMA	121.77	-.-	2458.56

$$K_d = \frac{\sum M}{\sum A} = \frac{2458.56}{121.77} = 20.19 \text{ plg.}$$

Momento de Inercia Total:

$$\begin{aligned}
 I_c &= \frac{1}{n} \left(\frac{1}{3} b \cdot h_1^3 - \frac{1}{3} b \cdot h_2^3 \right) \\
 &= \frac{1}{10} \left(\frac{1}{3} \times 42 \times 20.19^3 - \frac{1}{3} \times 42 \times 12.19^3 \right) \\
 &= 8986 \text{ plg}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_a &= I_o + A \cdot d^2 \\
 &= 20290.20 + 88.17 \times 6.71^2 \\
 &= 23647 \text{ plg}^4
 \end{aligned}$$

$$I_t = I_c + I_a = 8986 + 23647 = 32633 \text{ plg}^4$$

Cálculo de Esfuerzos en el Concreto:

$$\text{en a: } f = \frac{1}{n} \frac{M \cdot c}{I} = \frac{1601900 \times 12 \times 20.19}{10 \times 32633} = 1190 \text{ lbs./plg}^2$$

$$\text{en b: } f = \frac{1}{n} \frac{M \cdot c}{I} = \frac{1601900 \times 12 \times 12.19}{10 \times 32633} = 718 \text{ lbs./plg}^2$$

Cálculo de Esfuerzos en el Acero:

$$\text{en b: } f = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{1601900 \times 12 \times 12.19}{32633} = 7181 \text{ lbs./plg}^2$$

$$\text{en c: } f = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{1601900 \times 12 \times 24.53}{32633} = 14450 \text{ lbs./plg}^2$$

B) CASO "B"

Carga Viva

No se calculará por ser igual al caso A.

IV.B.12 CUADRO No. 5

Resumen de esfuerzos usando 6 vigas 36 WF 300 a cada 3.50 pies.

Caso	Material	Extremo Analizado	Esfuerzos por:		Esfuerzos de Trabajo	Esfuerzos Permitidos
			CM	CV		
A	Concreto	a	216	1190	1406	1200
		b	144	718	862	
	Acero	b	4309	7181	11490	20000
		c	5680	14450	20120	
B	Concreto	a	---	1190	1190	1200
		b	---	718	718	
	Acero	b	6526	7181	13707	20000
		c	6526	14450	20976	

Nota:

Los esfuerzos están en lbs./plg²

Además del análisis anterior para 6 vigas 36 WF300 con una separación de 3.50 pies, se hicieron otros tanteos usando las mismas vigas pero con separaciones de 2.50 pies y de 3.00 pies, cuyo resultado de esfuerzos puede observarse en los cuadros No. 6 y No. 7 respectivamente.

Al cambiar la separación entre vigas, forzosamente cambia el número de ellas así como el efecto de ciertas cargas, lo cual se tomó en consideración.

IV.B.13 CUADRO No. 6

Resumen de Esfuerzos usando 7 vigas 36WF 300 a cada 3.00 pies.

Caso	Material	Extremo Analizado	Esfuerzos por:		Esfuerzos de Trabajo	Esfuerzos Permitidos
			CM	CV		
A	Concreto	a	186	1096	1282	1200
		b	124	675	799	
	Acero	b	3725	6762	10487	20000
		c	4740	12560	17300	
B	Concreto	a	---	1096	1096	1200
		b	---	675	675	
	Acero	b	5722	6762	12484	20000
		c	5722	12560	18282	

IV.B.14 CUADRO No. 7

Resumen de Esfuerzos usando 8 Vigas 36WF 300 a cada 2.50 pies.

Caso	Material	Extremo Analizado	Esfuerzos por:		Esfuerzos de Trabajo	Esfuerzos Permitidos
			CM	CV		
A	Concreto	a	190	984	1174	1200
		b	128	619	747	
	Acero	b	3487	6192	10039	20000
		c	4714	10552	15266	
B	Concreto	a	---	984	984	1200
		b	---	619	619	
	Acero	b	5220	6192	11412	20000
		c	5220	10552	15772	

IV.B.15 Análisis de la Situación

Después de haber analizado tres diferentes separaciones entre vigas para la superestructura, se tiene una idea más clara de la situación, siendo más fácil la determinación de la alternativa a escoger y, para lo cual se hará una síntesis de cada una.

A) 8 VIGAS 36WF 300 SEPARADAS 2.50 PIES

En el cuadro de esfuerzos respectivo, se ve que ninguno de los esfuerzos sobrepasa los límites recomendados, por lo tanto, la losa se puede construir para ambos casos; aunque la sección compuesta no trabaja en forma balanceada, se podría pensar en poner vigas más livianas si el concreto no estuviera llegando a su esfuerzo máximo. Los inconvenientes mencionados hacen que esta alternativa no sea práctica como solución.

B) 7 VIGAS 36 WF 300 SEPARADAS 3.00 PIES

En esta alternativa la losa sólo se puede construir para el caso B, y aunque la sec-

ción compuesta trabaja mejor que en el caso anterior, su condición no es del todo satisfactoria.

C) 6 VIGAS 36 WF 300 SEPARADAS 3.50 PIES

Esta alternativa también se limita a que la losa se construya sólo para el caso B, pero con la ventaja que la sección compuesta trabaja mejor, es decir, mejor balanceada. Además al usar 6 vigas se está reduciendo el costo de la superestructura. Sin embargo, se tiene el problema de que el acero en tensión está trabajando a un esfuerzo mayor que el permitido.

Tomando en consideración que esta alternativa es la más práctica y económica, se hará un ensayo agregando al ala sujeta a tensión de la viga, una plancha de acero de 1/4 plg. de espesor y 10 plg. de ancho, la que ayudará a absorber el esfuerzo excedente en la zona de máximo momento, y siempre para el caso B.

SECCIÓN SIMPLE

Ver Fig. No. 22.

Carga Muerta

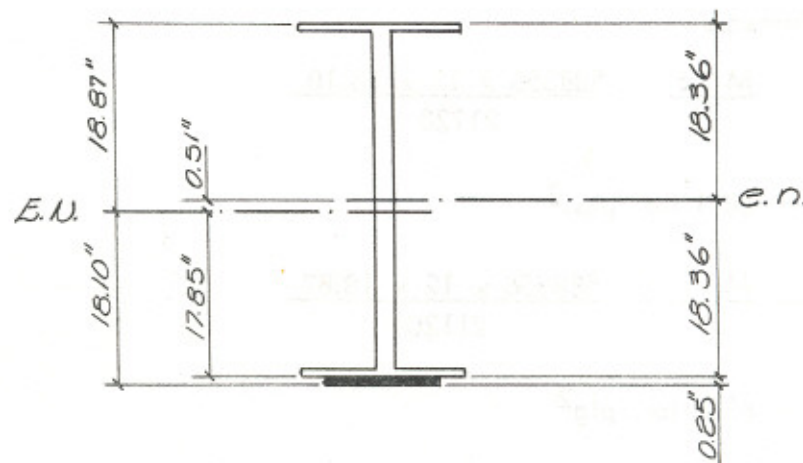


Fig. No. 22

Sección Simple.

Calculando la posición del eje neutro:

Material	Área	Brazo	Momento
Plancha	$10 \times 0.25 = 2.50$	36.84	92.10
Viga	$= 88.17$	18.36	1618.80
SUMA	$= 90.67$	-.-	1710.90

$$kd = \frac{\sum M}{\sum A} = \frac{1710.90}{90.67} = 18.87 \text{ plg.}$$

$$\begin{aligned} I_t &= I_o + A \cdot D^2 + a \cdot d^2 \\ &= 20290.20 + 88.17 \times 0.51^2 + 2.50 \times 17.97^2 \\ &= 21120 \text{ plg.}^4 \end{aligned}$$

Cálculo de Esfuerzos:

$$\begin{aligned} \text{En tensión: } f &= \frac{M \cdot c}{I} = \frac{588356 \times 12 \times 18.10}{21120} \\ &= 6051 \text{ lbs./plg.}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{En comp.: } f &= \frac{M \cdot c}{I} = \frac{588356 \times 12 \times 18.87}{21120} \\ &= 6308 \text{ lbs./plg.}^2 \end{aligned}$$

SECCIÓN COMPUESTA:

Ver Fig. No. 23

Carga Viva

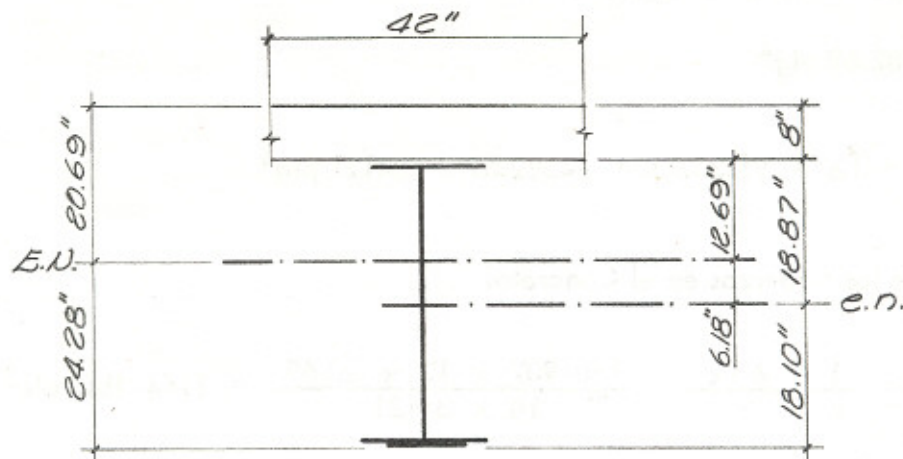


Fig. No. 23

Sección Compuesta.

Calculando la posición del eje neutro.

Material	Área	Brazo	Momento
Concreto	$\frac{40 \times 8}{10} = 33.60$	4.00	134.40
Viga + Pl.	90.67	26.87	2436.30
SUMA	124.27	-.-	2570.70

$$kd = \frac{\sum M}{\sum A} = \frac{2570.70}{124.37} = 20.69 \text{ plg.}$$

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{1}{10} (1/3 \cdot b \cdot h_1^3 - 1/3 \cdot b \cdot h_2^3) \\ &= \frac{1}{10} (1/3 \times 42 \times 20.69^3 - 1/3 \times 42 \times 12.69^3) \\ &= 9538.73 \text{ Plg}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_a &= I_o + A \cdot d^2 \\
 &= 21120 + 90.67 \times 6.18^2 \\
 &= 24582.69 \text{ plg}^4
 \end{aligned}$$

$$I_t = I_c + I_a = 95.38.73 + 24582.69 = 34121 \text{ plg}^4$$

Cálculo de los Esfuerzos en el Concreto:

$$\text{en a: } f = \frac{1}{n} \frac{M \cdot c}{I} = \frac{1601907 \times 12 \times 20.69}{10 \times 34121} = 1164 \text{ lbs./plg}^2$$

$$\text{en b: } f = \frac{1}{n} \frac{M \cdot c}{I} = \frac{1601907 \times 12 \times 12.69}{10 \times 34121} = 714 \text{ lbs./plg}^2$$

Cálculo de los Esfuerzos en el Acero:

$$\text{en b: } f = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{1601907 \times 12 \times 12.69}{34121} = 7150 \text{ lbs./plg}^2$$

$$\text{en c: } f = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{1601907 \times 12 \times 24.28}{34121} = 13679 \text{ lbs./plg}^2$$

Resumen de Esfuerzos:

Caso	Material	Extremo Analizado	Esfuerzos por:		Esfuerzos de Trabajo	Esfuerzos Permitidos
			CM	CV		
B	Concreto	a	--	1164	1164	1200
		b	--	714	714	
	Acero	b	6308	7140	13458	20000
		c	6051	13679	19730	

D) CONCLUSIONES:

Analizadas las tres alternativas, se procederá a escoger a una de ellas como solución final. El resultado del análisis indica que la alternativa más favorable es la de usar 6 vigas 36WF300 separadas 3.50 pies con plancha de acero adicional, pues con ella se obtiene una sección compuesta mejor balanceada y más económica, por lo tanto, se usará esta como solución y se descartarán las otras dos.

IV.B.16 Verificaciones Finales de las Vigas

Una vez decidida la alternativa que se usará, se harán las verificaciones finales para concluir el cálculo de las vigas.

A) VERIFICACIÓN AL CORTE

La especificación del AISC 1.5.1.2 dice que el corte máximo debe ser absorbido por el alma de la viga y no sobrepasar un esfuerzo igual a:

$$F_s = 0.40 F_y = 0.40 \times 33000 = 13200 \text{ lbs./plg}^2$$

El AISC en 1-6 da las dimensiones del alma de la viga y se tiene:

$$f = \frac{V}{h \cdot t} = \frac{121870 + 31130}{36.72 \times 0.945} = 4409 \text{ lbs./plg}^2 < 13200; \text{ bien}$$

B) PANDEO DEL ALMA

Por exceso de carga vertical, el alma de la viga puede llegar a pandearse, y de suceder, debe reforzarse. Las especificaciones del AISC recomiendan un área mínima del alma para resistir el corte máximo.

$$\text{Área requerida} = \frac{V}{F_b} = \frac{153000}{20000} = 7.65 \text{ plg}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Área absorbente} &= t_a \cdot 12 t_a = 0.945 \times 12 \times 0.945 \\ &= 10.72 \text{ plg}^2 > 7.65; \text{ bien.} \end{aligned}$$

C) DEFLEXIÓN MÁXIMA DE LA VIGA

La deflexión máxima de la viga al centro de la luz, no debe sobrepasar cierto límite que se tomará de las Especificaciones de la AASHO 1.7.102:

$$Y_{\text{máx.}} = \frac{L}{800} = \frac{61.76 \times 12}{800} = 1.00 \text{ plg.}$$

La deflexión real que sufrirá la viga será la suma de dos efectos producidos por las etapas de construcción. Se dijo que la losa se construirá sin soportes, por lo que la viga de acero trabaja como sección simple para los efectos de la carga muerta de la losa y como sección compuesta para efectos producidos por la carga viva y el resto de la carga muerta.

Deflexión por Carga Muerta

Sección Simple:

$$Y_{m1} = \frac{5}{384} \frac{W \cdot l^4}{E \cdot I}$$

en donde:

$$W = 776 \text{ lbs./pie} = 65 \text{ lbs./pie}$$

$$l = 61.76 \text{ pies} = 741 \text{ plg.}$$

$$E = 29 \times 10^6 \text{ lbs./plg}^2$$

$$I = 21120 \text{ plg}^4$$

$$Y_{m1} = \frac{5 \times 65 \times 741^4}{384 \times 29 \times 10^6 \times 21120} = 0.40 \text{ plg.}$$

Sección Compuesta:

$$W = 38 \text{ lbs./plg.}$$

$$I = 34121 \text{ plg}^2$$

$$Y_{m2} = \frac{5 \times 38 \times 741^4}{384 \times 29 \times 10^6 \times 34121} = 0.15 \text{ plg.}$$

Deflexión por Carga Viva más Impacto:

$$Y_v = \frac{5 W \cdot l^4}{384 E \cdot I}$$

En donde:

$$W = 1333 \times 1.62 \text{ lbs./pie} = 180 \text{ lbs./plg.}$$

$$I = 34121 \text{ plg}^4$$

$$Y_v = \frac{5 \times 180 \times 741^4}{384 \times 29 \times 10^6 \times 34121} = 0.70 \text{ plg.}$$

Deflexión Total

$$Y_t = Y_{m1} + Y_{m2} + Y_v = 0.40 + 0.15 + 0.70 = 1.25 \text{ plg.}$$

Deflexión un tanto mayor que la permitida pero que sí se puede considerar como satisfactoria.

D) FIJACIÓN DE LA PLANCHA DE ACERO AL ALA DE LA VIGA

La plancha que se ha agregado al ala de la viga para aumentar la resistencia de ésta, se fijará por medio de puntos de soldadura.

La longitud total de la plancha será de 13.00 m. colocada en una forma tal que que de centrada en la viga.

El valor del corte a 2.91 m. del apoyo es:

$$V = V_{cm} + V_{cv} = 28.84 + 104.52 = 133.36 \text{ Kips}$$

$$F_s = 13000 \text{ lbs./plg}^2$$

$$t_s = 1/4 - 1/16 = 3/16 \text{ plg.}$$

$$f_{su} = t_s \cdot 0.707 \times 13000 = 3/16 \times 0.707 \times 13000 = 1723 \text{ lbs./plg.}$$

$$\text{Flujo de Corte} = f_{sb} = \frac{V \cdot Q}{I}$$

Siendo:

$$V = 133360 \text{ lbs.}$$

$$Q = 10 \times 0.25 \times 24.16 = 60.40 \text{ plg}^3$$

$$I = 34121 \text{ plg}^4$$

$$f_{sb} = \frac{133360 \times 60.40}{34121} = 236 \text{ lbs./plg.}$$

Por facilidad en la construcción se calculará la soldadura para el flujo de corte máximo, el que será absorbido por dos cordones de soldadura uno a cada lado de la plancha, alternando los puntos a cada 12 plg. con una longitud igual a:

$$f_s = 0.5 \cdot f_{sb} \cdot 12 = 0.5 \times 236 \times 12 = 1416 \text{ lbs.}$$

$$l_s = \frac{f_s}{f_{su}} = \frac{1416}{1723} = 0.82 \text{ plg.}$$

usar $l_s = 1.00 \text{ plg.}$ (mínimo).

E) DIAFRAGMAS

El objeto de los diafragmas es unir todas las vigas entre sí, proporcionando una rigidez que repercute en una mejor distribución de la carga viva y, en una restricción al alabeo longitudinal.

Para determinar el detalle de los diafragmas se seguirán las especificaciones de la AASHO 1.7.22:

Separación	≤ 25 pies
Altura diafragmas en apoyos	$= 1/3$ peralte de vigas
Altura diafragmas centrales	$= 1/2$ peralte de vigas

De acuerdo también a las recomendaciones, se usarán diafragmas en la línea central de apoyos y en los cuartos, y centro de la luz de las vigas.

$$S = \frac{61.76}{4} = 15.44 \text{ pies (4.71 m.); bien}$$

Diafragmas en Lc. de apoyos

$$h = 0.33 \times 3672 = 12.26 \text{ plg.}$$

usar un canal 15C33.9

Diafragmas centrales

$$h = 0.50 \times 36.72 = 18.36 \text{ plg.}$$

usar un canal 18C42.7

La fijación y disposición se hará según los detalles mostrados en el plano respectivo de Superestructura.

F) APOYOS DE LAS VIGAS

En una superestructura simplemente apoyada, se pueden usar apoyos bastante sencillos como lo son las placas de acero, hule natural o sintético. Este último tipo de apoyos se están usando mucho hoy día por ser de fácil instalación y mantenimiento, lo que los hace sumamente económicos.

Los apoyos del puente serán iguales para ambos estribos, o sea que, para igualdad de condiciones, las fuerzas que resistirán serán también iguales, es decir, los apoyos actuarán como semifijos.

Los apoyos usados en este puente serán de placas de Neopreno y se calcularán de acuerdo al manual "Design of Neoprene Bridges Bearing Pads" (E.I. du Pont de Nemours & Co., Abril de 1959).

Los apoyos se calcularán para la carga vertical máxima y la fuerza horizontal máxima. Dichas fuerzas se determinaron de los grupos de carga I y II.A (ver IV.C.3) respectivamente:

1) Carga vertical máxima:

$$\text{Grupo I. : CM + CV + I} \quad \text{Esfuerzo 100\%}$$

$$\text{Ver IV.B.10} \quad \text{CM} = 38.11 \text{ Kips}$$

$$\text{CV + I} = 121.87 \text{ Kips}$$

$$\text{CM + CV + I} = 159.98 \text{ Kips}$$

2) Carga horizontal máxima:

Grupo II.A. : FC + FT + TQ Esfuerzo 125%

$$F_{ct} = 1.18 \text{ Kips}$$

$$F_{kt} = 0.95 \text{ Kips}$$

$$F_{qm} = 2.44 \text{ Kips}$$

$$F_{qv} = 2.63 \text{ Kips}$$

$$F_H = 7.20 \text{ Kips}$$

3) Diseño:

a) Longitud: $L = \text{ancho viga} = 16 \text{ plg.}$

b) Espesor: $T = 2\alpha (\Delta t^\circ) \cdot (0.5 \text{ Long. viga})$
 $= 2 \times 0.000005 \times 54^\circ \times 0.5 \times 61.76 \times 12$
 $= 0.20 \text{ plg.}$

Usar T = 0.50 plg. como mínimo

c) Ancho: $W = \frac{CM + CV + I}{800 \cdot L} = \frac{159980}{800 \times 16} = 12.50 \text{ plg.}$

d) Dureza:

$$\text{Esf. compresión} = \frac{CM + CV + I}{L \cdot W} = \frac{159980}{16 \times 125} = 800 \text{ lbs./plg}^2$$

$$\text{Fact. de forma} = \frac{L \cdot W}{2(L + W)T} = \frac{16 \times 12.50}{2(16 + 12.50) \times 0.5} = 7.02$$

Con los valores anteriores y del gráfico de Durezas: Usar dureza 50.

4) Deslizamiento:

Δ = Deslizamiento máximo absorbido por el apoyo

Δ_1 = Deslizamiento producido por t

Δ_e = Deslizamiento producido por F_H

$$\Delta = \frac{CM \cdot T (1.9)}{5 L \cdot W (110)} = \frac{38110 \times 0.50 \times 1.9}{5 \times 16 \times 12 \times 110} = 0.33 \text{ plg.}$$

$$\Delta_1 = \alpha (\Delta t^\circ) \cdot (0.50 \text{ Long. viga})$$

$$= 0.000005 \times 54^\circ \times 0.50 \times 61.76 \times 12 = 0.10 \text{ plg.}$$

$$\Delta_e = \frac{F_H \cdot T}{L \cdot W (110)} = \frac{7200 \times 0.50}{16 \times 12.50 \times 110} = 0.16 \text{ plg.}$$

Comparando:

$$\Delta > \Delta_1 + \Delta_e$$

$$0.33 > 0.10 + 0.16$$

$$0.33 > 0.26 \text{ plg.; bien}$$

IV.B.17 Cálculo de la Losa

La losa se considerará como una viga continua de un pie de ancho y una longitud igual a la sección transversal del puente, calculándose para las cargas máximas de servicio, es decir, para carga muerta (CM) y para carga viva (CV).

IV.B.18 Cálculo de las Cargas

Por facilidad en el cálculo se obtendrán separadamente las cargas que intervienen, considerándolas por pie de longitud y para un pie de ancho.

A) CARGA MUERTA:

$$1) \text{ Barandal} = \frac{168}{7.50} = 25 \text{ lbs./pie}$$

$$2) \text{ Banqueta} = 1.67 \times 1 \times 150 = 250 \text{ lbs./pie}$$

$$3) \text{ Losa peso propio} = \frac{8}{12} \times 1 \times 150 = 100 \text{ lbs./pie}$$

$$4) \text{ Balastro + Durmiente} = 1 \times 1 \times 120 = 120 \text{ lbs./pie}$$

$$5) \text{ Rieles + Soporte} = \frac{200}{8} = 25 \text{ lbs./pie}$$

El peso de los Rieles + Soportes se distribuye en la longitud del durmiente: 8 pies.

B) CARGA VIVA:

La distribución transversal por carga viva es igual a la efectuada en IV.B.8.D para el análisis de las vigas, por lo que se omitirá un nuevo cálculo aquí.

IV.B.19 Cálculo de Esfuerzos de Corte y Momentos en la Losa

A) CARGA MUERTA:

La losa cargada transversalmente, como se muestra en la Fig. No. 24

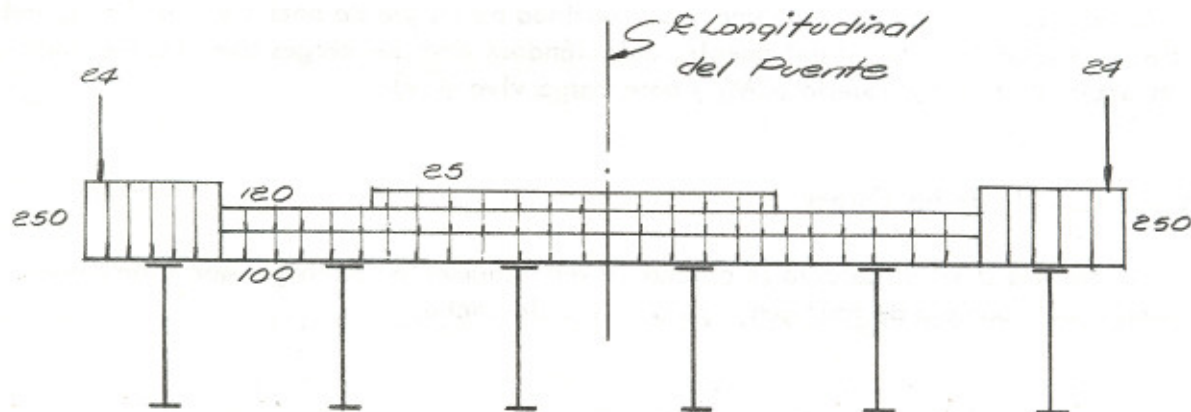


Fig. No. 24

Diagrama de Carga Muerta en Lc Puente.

Analizando el diagrama de cargas en la Fig. No. 24 se aprecia que en los extremos existe una carga de 250 lbs./pie y en la parte central una de 220 lbs./pie más una carga excéntrica de 25 lbs./pie que sigue la conformación de la línea férrea sobre el puente.

Tomando en cuenta que el desplazamiento de la carga excéntrica en el puente cubre casi todo el ancho del mismo, se asumirá para el cálculo una carga muerta uniformemente distribuida de 250 lbs./pie en todo el ancho.

El corte y momento en la losa se calcularán por medio de los coeficientes que dá la AREA, dichos coeficientes son prácticamente iguales que los que dá la ACI para el cálculo de marcos o construcciones continuas.

La condición de carga de la losa será como se muestra en la Fig. No. 25.

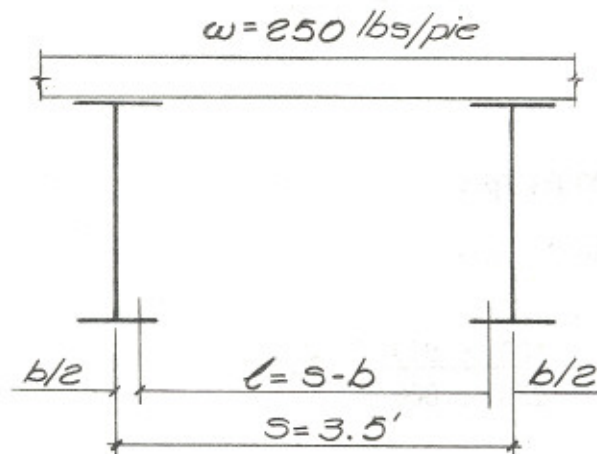


Fig. No. 25

Sección de la Losa.

En AISC 1-6

$$b = 16 \frac{5}{8} \text{ plg.} = 16.60 \text{ plgs.} = 1.38 \text{ pies}$$

$$l = 3.50 - 1.38 = 2.12 \text{ pies.}$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{w \cdot l^2}{10} = \frac{250 \times 2.12^2}{10} = 113 \text{ lbs.-pie}$$

$$V_{\text{máx.}} = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{250 \times 2.12}{2} = 265 \text{ lbs.}$$

B) CARGA VIVA:

$$M (+) = 690 \text{ lbs.-pie (tramo 2-3)}$$

$$M (-) = 910 \text{ lbs.-pie (en viga 3)}$$

$$V \text{ máx.} = 1543 \text{ lbs. (tramo 2-3)}$$

Los valores anteriores se afectarán de la fuerza de impacto.

Impacto

El porcentaje de impacto aplicado a la carga viva para diseño en concreto está dado por las especificaciones de la AREA en 8-302-4 según la fórmula:

$$I = \frac{100 L}{D + L}$$

en donde:

$$I = \% \text{ de Impacto}$$

$$L = \text{Carga Viva} = 800 \text{ lbs./pie}$$

$$D = \text{Carga Muerta} = 250 \text{ lbs./pie}$$

$$I = \frac{100 \times 800}{250 + 800} = 76\%$$

Valores Totales:

$$M (+) = 690 \times 1.76 = 1214 \text{ lbs.-pie}$$

$$M (-) = 910 \times 1.76 = 1602 \text{ lbs.-pie}$$

$$V \text{ máx.} = 1543 \times 1.76 = 2716 \text{ lbs.}$$

C) RESUMEN:

Carga	M (+) lbs.-pie	M (-) lbs.-pie	V máx. lbs.
CM	113	113	265
CV + I	1214	1602	2716
SUMA	1327	1715	2981

IV.B.20 Cálculo del Refuerzo

La carga viva del ferrocarril produce vibraciones fuertes en la superestructura, por lo que se recomienda usar un recubrimiento libre de 2 plg. entre las barras de refuerzo y la superficie de la losa. Por tener una separación entre vigas bastante pequeña, es más práctico poner dos camadas de refuerzo en vez de doblar las barras del refuerzo negativo al positivo.

A) CAMA SUPERIOR:

Usando como refuerzo barras No. 4

$$d_t = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{1715 \times 12}{208 \times 12}} = 2.87 \text{ plg.}$$

$$d_r = 8 - 2 - 0.25 = 5.75 \text{ plg. ; bien}$$

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{1.715}{1.29 \times 5.75} = 0.231 \text{ plg}^2$$

Usar No. 4 a cada 10 plg. (25 cm.).

Como refuerzo secundario de distribución y temperatura, el recomendado por el ACI 807 es:

$$A_{sd} = 0.002 b \cdot t = 0.002 \times 12 \times 8 = 0.192 \text{ plg}^2$$

Usar No. 3 a cada 7 plg. (17 cms.) en ambas camadas.

B) CAMA INFERIOR:

Usando como refuerzo barras No. 3:

$$d_r = 8 - 2 - 0.19 = 5.81 \text{ plg.}$$

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{1.327}{1.29 \times 5.81} = 0.18 \text{ plg}^2$$

Usar No. 3 a cada 7.50 plg. (19 cms.).

Para visualizar la forma en que se colocará el refuerzo, ver el plano respectivo de la Superestructura.

IV.B.21 Cálculo de los Conectores

Puesto que la construcción se hará sin obra falsa (sin parales), el flujo de corte que los conectores tienen que absorber será el producido por la carga viva más impacto y el resto de la carga muerta, sin incluir a la losa.

El objeto de los conectores es evitar que la losa se deslice sobre las vigas de acero, es decir, que los conectores fijados al ala de las vigas, absorben el flujo de corte que existe entre ambas superficies.

Los conectores serán del tipo semirígido, usando un perfil de canal. Este tipo de conectores transmiten el flujo de corte al concreto por aplastamiento y, se asume un diagrama triangular de carga que varía, desde cero en la parte superior hasta un valor máximo en la base. Para el cálculo se seguirán las especificaciones de la AASHO 1.7.97 en adelante.

A) CARGA MUERTA:

Ver lo calculado en III.C.7.D

$$CM = 1234 - 30 - 300 - \frac{1524 + 1333 + 49}{6} = 420 \text{ lbs./pie}$$

$$V \text{ máx.} = \frac{420 \times 61.76}{2} = 12970 \text{ lbs.}$$

B) CARGA VIVA + IMPACTO:

Ver lo calculado en IV.B.9.D

$$V \text{ máx.} = 121870 \text{ lbs.}$$

$$V \text{ 1/2} = 34190 \text{ lbs.}$$

C) RESUMEN:

Los valores del cálculo serán la suma de la CM, CV e I, quedando un diagrama final de acuerdo a la Fig. No. 26.

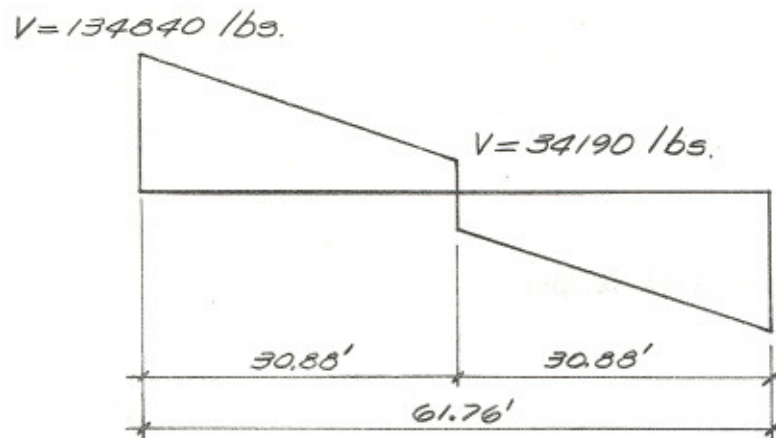


Fig. No. 26

Diagrama de Corte: CM + CV + I

Se estimarán conectores con una sección de 5C6.7 x 10 plg. de longitud, que se verificarán al final.

$$\text{Capacidad} = Z = 60 (h + 0.5t) \cdot W \cdot f_c$$

en donde:

h, t, W = propiedades del canal en AISC 1.26

$$h = 5/16 \text{ plg.}$$

$$t = 3/16 \text{ plg.}$$

$$W = 10 \text{ plg.}$$

$$f_c = 3000 \text{ lbs./plg.}^2$$

$$Z = 60 (5/16 + 1/2 \times 3/16) 10 \times 3000 = 13350 \text{ lbs./conector.}$$

$$\text{Flujo de corte} = f_{sb} = \frac{V \cdot Q}{I}$$

donde:

$$Q = \frac{42 \times 8}{10} \times 16.69 = 561 \text{ plg}^3$$

$$I = 34121 \text{ plg}^4$$

En los apoyos

$$f_{sb} = \frac{134840 \times 561}{34121} = 2216 \text{ lbs./plg.}$$

En el centro

$$f_{sb} = \frac{34190 \times 561}{34121} = 652 \text{ lbs./plg.}$$

Separación (S) entre conectores

$$S \text{ mín.} = \frac{Z}{f_{sb}} = \frac{13350}{2216} = 6 \text{ plg.}$$

$$S \text{ máx.} = \frac{Z}{f_{sb}} = \frac{13350}{562} = 24 \text{ plg. ; bien}$$

Según AASHO 1.7.101, la separación máxima de los conectores debe ser 24 plg., en este caso la calculada es igual a la máxima, por lo que se considera la sección estimada como satisfactoria. Para la distribución de los conectores a lo largo de las vigas, ver el plano respectivo de Superestructura.

IV.C. SUBESTRUCTURA

La subestructura es un complemento en el cálculo de un puente, es parte vital de él que en muchos casos suele ser bastante complicada y en otros no, dependiendo de las condiciones físicas del puente. El objeto primordial de una subestructura es el de soportar la superestructura y además prestar otros servicios tales como sostener el material de relleno en una de sus caras, haciendo la función de un muro como en el presente caso.

La subestructura para este puente es bastante sencilla, estando formada únicamente de dos estribos, que soportarán una superestructura simplemente apoyada.

IV.C.1 Alternativas

La subestructura consta de dos estribos; con apoyos semifijos para las vigas y, en igualdad de condiciones, ambos se diseñarán y se construirán igual, por lo que bastará con calcular uno.

Existen varios tipos de estribos, pero básicamente se pueden considerar:

- a. Estribos de marco rígido.
- b. Estribos de muro de carga.

El primer tipo de estribo se emplea, generalmente, cuando los taludes del material de relleno pueden caer libremente alrededor de él, y de tener cortinas que sirvan para detener algún talud, éstas son pequeñas.

El estribo tipo muro se usa cuando, como en el presente caso, hay que retener todo el material de relleno, pues las condiciones geométricas del diseño así lo exigen.

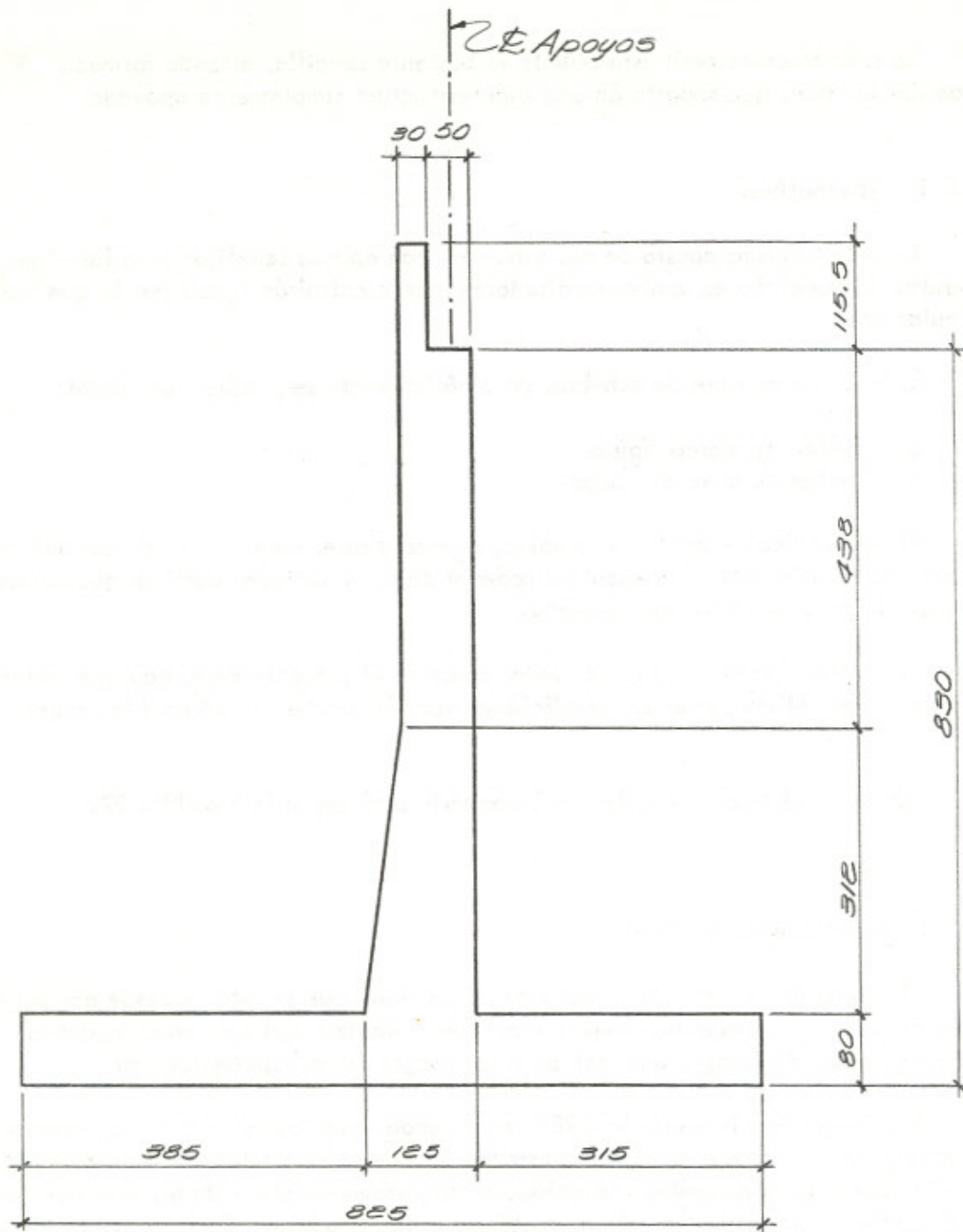
Decidido el tipo de estribo, la Geometría será según la Fig. No. 27.

IV.C.2 Diseño de los Estribos

El diseño del estribo como muro de carga tiene que enfocarse desde dos puntos de vista, el uno es que trabajará como un muro en voladizo y el otro como columna o viga con carga axial de compresión, debida a las cargas de la Superestructura.

Las Especificaciones de la AREA recomiendan que los estribos no se construyan en esviaje, pero se refiere a aquellos estribos en que no se cuenta con una capa de balastro y en donde los durmientes van colocados directamente sobre de él, como por ejemplo, en el caso de superestructuras de piso abierto o de armaduras. En los estribos esviajados siempre influye simultáneamente el efecto de las cargas longitudinales y transversales a la línea férrea, pues son las componentes de estas cargas las que en realidad actúan sobre el estribo.

Analizando esta situación, se puede llegar a determinar que no todas las cargas tienen igual influencia en ambos estribos, por lo que al descomponer las cargas hay que tener sumo cuidado en determinar su sentido, ya que según el estribo de que se trate pueden o no contrarrestarse unas con otras. Las cargas que se descompondrán en sentido longitu-



Longitud = 9.00 m. = 29.52 pies

Fig. No. 27

Geometría del Estribo.

dinal y transversal –respecto a los ejes del estribo y no del eje de la línea férrea– serán aquellas en que su sentido original era longitudinal o transversal respecto al eje de la línea férrea y que, una vez descompuestas, serán fuerzas aditivas.

IV.C.3 Grupo de Cargas

De las especificaciones de la AREA se seleccionarán dos grupos de cargas para el análisis del estribo:

Grupo I: $CM + CV + I + FC + E$	Esfuerzo 100%
Grupo II: $\text{Grupo I} + FL + FT + TQ$	Esfuerzo 125%

En donde:

CM	=	Carga Muerta
CV	=	Carga Viva
I	=	Impacto
FC	=	Fuerza Centrífuga
E	=	Empuje del Relleno
FL	=	Fuerzas Longitudinales
		a) Frenado
		b) Tracción
FT	=	Fuerzas Transversales
		a) Cabeceo
		b) Viento
TQ	=	Temblor

Tomando en consideración las etapas de construcción del puente, se debe verificar la estabilidad de los estribos para la condición de que, antes de construir la superestructura, se hagan los rellenos en la parte posterior de los estribos; por lo tanto, se tendrán dos condiciones de carga:

- A) Estribo + Relleno
- B) Estribo + Relleno + Superestructura + Carga Viva.

IV.C.4 Cálculo de las Cargas

Para simplificar el análisis de los estribos se calcularán separadamente las cargas que actúan en él.

A) CARGA MUERTA DE SUPERESTRUCTURA:

Esta fue calculada anteriormente y resumida en IV.B.9.E para el diseño de la viga.

$$V_{\text{máx.}} = 38.11 \text{ Kips./Viga}$$

$$P_m = 38.11 \times 6 = 228.66 \text{ Kips.}$$

$$W_m = \frac{228.66}{29.52} = 7.75 \text{ Kips/pie}$$

La Carga Muerta total se considera concentrada en la línea central del estribo y en la línea central de los apoyos.

B) CARGA VIVA DE LOCOMOTORAS:

Para tener la carga máxima en las seis vigas, es más crítica la carga equivalente longitudinal calculada en IV.B.8.C que la transversal calculada en IV.B.8.D. Debido a que la línea central longitudinal del puente bisecta la excentricidad máxima (Ver Fig. No. 8) se puede considerar a la resultante de la carga viva coincidiendo con la línea central del estribo.

$$V_{\text{máx.}} = 41.16 \text{ Kips./viga}$$

$$P_v = 41.16 \times 6 = 246.96 \text{ Kips.}$$

$$W_v = \frac{246.96}{29.52} = 8.36 \text{ Kips./pie}$$

C) IMPACTO:

El porcentaje de impacto será el transmitido por las vigas de acero, pero solamente el de efecto directo, calculado en IV.B.8.E

$$I_B = 52\%$$

$$P_i = 246.96 \times 0.52 = 128.42 \text{ Kips}$$

$$W_i = \frac{128.42}{29.52} = 4.35 \text{ Kips/pie}$$

D) FUERZA CENTRÍFUGA:

Dicho porcentaje fue calculado anteriormente en IV.B.8.F. El valor total obtenido se trabaja en sus componentes y actuando en sentido del empuje.

$$FC = 5\% P_v$$

$$FC = 0.05 \times 246.96 = 12.35 \text{ Kips}$$

$$FC_1 = 12.35 \text{ Sen } 44^\circ 31' = 12.35 \times 0.70112 = 8.66 \text{ Kips}$$

Calculándola por pie de longitud del estribo,

$$F_{cl} = \frac{8.66}{29.52} = 0.29 \text{ Kips./pie}$$

$$FC_t = 12.35 \times \text{Cos } 44^\circ 31' = 12.35 \times 0.71305 = 8.81 \text{ Kips}$$

$$F_{ct} = \frac{8.81}{29.52} = 0.30 \text{ Kips/pie}$$

Esta fuerza actúa en la línea central del estribo y a 6 pies sobre el plano de los rieles.

E) FUERZA LONGITUDINAL DE FRENADO O TRACCIÓN:

Según las Especificaciones de la AREA en 15-8-214, se tomará como un porcentaje de la carga viva sin impacto, tomando como porcentaje el mayor calculado según las condiciones siguientes:

$$F_f = 15\% \text{ Carga Viva} = 0.15 \times 246.96 = 37.04 \text{ Kips.}$$

$$F_t = 25\% \text{ Peso de ruedas de tracción}$$

$$= 0.25 \times 4 \times 40 = 40.00 \text{ Kips}$$

Se tomará para el cálculo la fuerza de tracción. Cuando la locomotora está sobre el puente, debido al tipo de apoyos, cada estribo absorbe la mitad de las fuerzas. Una mitad actuará contra el relleno y otra actuará en el sentido del empuje del relleno, obteniéndose sus componentes:

$$F_{tl} = 20.00 \times 0.71305 = 14.26 \text{ Kips, o}$$

$$F_{tl} = \frac{14.26}{29.52} = 0.48 \text{ Kips/pie}$$

$$F_{tt} = 20.00 \times 0.70112 = 14.02 \text{ Kips, o}$$

$$F_{tt} = \frac{14.02}{29.52} = 0.47 \text{ Kips/pie}$$

Fuerza que también actúa a seis pies sobre el plano de los rieles. Cuando se analice la cortina secundaria que está sobre la parte superior de la viga de apoyo de la Superestructura, se supondrá que sobre de ella sólo actúa un eje de la locomotora, pues los demás, o están sobre el relleno, o sobre la superestructura, no afectando a la cortina.

$$F_{tl} = 0.25 \times 40 \times 0.71305 = 7.13 \text{ Kips.}$$

F) FUERZA DE CABECEO:

La Especificación 15-8-212 de la AREA da una fuerza lateral horizontal concentrada y móvil, en el plano de los rieles de 20,000 lbs., absorbiendo cada estribo la mitad. Las componentes actuando en el sentido del empuje son:

$$F_{kl} = 10 \times 0.70112 = 7.01 \text{ Kips, o}$$

$$F_{kl} = \frac{7.01}{29.52} = 0.23 \text{ Kips/pie}$$

$$F_{kt} = \frac{7.13}{29.52} = 0.24 \text{ Kips/pie}$$

$$F_{kt} = 10 \times 0.71305 = 7.13 \text{ Kips, o}$$

G) FUERZA DE TEMBLOR TRANSMITIDO POR LA SUPERESTRUCTURA

La Superestructura transmite una fuerza de temblor al estribo, producida tanto por la carga muerta como por la carga viva de la locomotora, así:

$$F_{qm} = 8\% \text{ de Carga Muerta} = 0.08 \times 228.66 = 18.29 \text{ Kips}$$

$$F_{qm} = \frac{18.29}{29.52} = 0.62 \text{ Kips/pie}$$

$$F_{qv} = 1/2 \times 8\% \text{ de Carga Viva} = 1/2 \times 0.08 \times 246.96 \times 2 = 19.75 \text{ Kips}$$

$$F_{qv} = \frac{19.75}{29.52} = 0.67 \text{ Kips/pie}$$

La fuerza de temblor por no tener una dirección definida, actuará en la dirección

crítica, ya sea longitudinal o transversal y, se localiza a la altura de los apoyos de las vigas, asunción que se hace por el hecho de tener la superestructura apoyos semifijos.

H) FUERZA DE VIENTO:

Las Especificaciones 15-8-209 y 15-8-210 de la AREA considera a la fuerza de viento en dos formas: Como una presión de 30 lbs./plg² sobre la superestructura más una fuerza de 300 lbs/pie lineal sobre el tren actuando simultáneamente, o, sólo una presión de 50 lbs/plg² sobre la superestructura (todas para una velocidad de viento de 100 millas por hora). En ambos casos se puede comprobar que el viento produce un efecto menor que el producido por la fuerza de temblor, por lo tanto, sólo se analizará el temblor, ya que es más crítico que el viento.

I) FUERZA DE EMPUJE DE RELLENO:

La fuerza producida por el empuje de tierra interesa conocerla en tres secciones del estribo: En la parte inferior del cimiento para analizar su estabilidad, en la parte superior del mismo para obtener el peralte máximo de la cortina o columna, y a media altura para determinar la curva del refuerzo.

Las especificaciones de la AREA recomiendan como sobrecarga equivalente de carga viva una altura adicional de cinco pies de relleno, empleando la Teoría de Rankine para análisis del mismo. Se empleará un equivalente líquido de 35 lbs./pie³ (asumido), suficiente para un material de relleno estructural. Por facilidad en los cálculos, se obtendrá el valor del empuje por pie de longitud de estribo, según la Fig. No. 28.

$$E_c = \frac{210 + 848}{2} \times 18.23 = 9.64 \text{ Kips}$$

$$E_b = \frac{210 + 1205}{2} \times 28.43 = 20.13 \text{ Kips}$$

$$E_a = \frac{210 + 1297}{2} \times 31.05 = 23.41 \text{ Kips}$$

Cuyos respectivos brazos serán:

$$Y_c = d - \frac{d(2b + b)}{3(b + b)} = 18.83 - \frac{18.83(2 \times 848 + 210)}{3(848 + 210)}$$

$$Y_c = 7.52 \text{ pies}$$

$$Y_b = 10.88 \text{ pies}$$

$$Y_a = 13.23 \text{ pies}$$

Además de las cargas calculadas, interesa saber los efectos que produce el peso propio del estribo y el relleno.

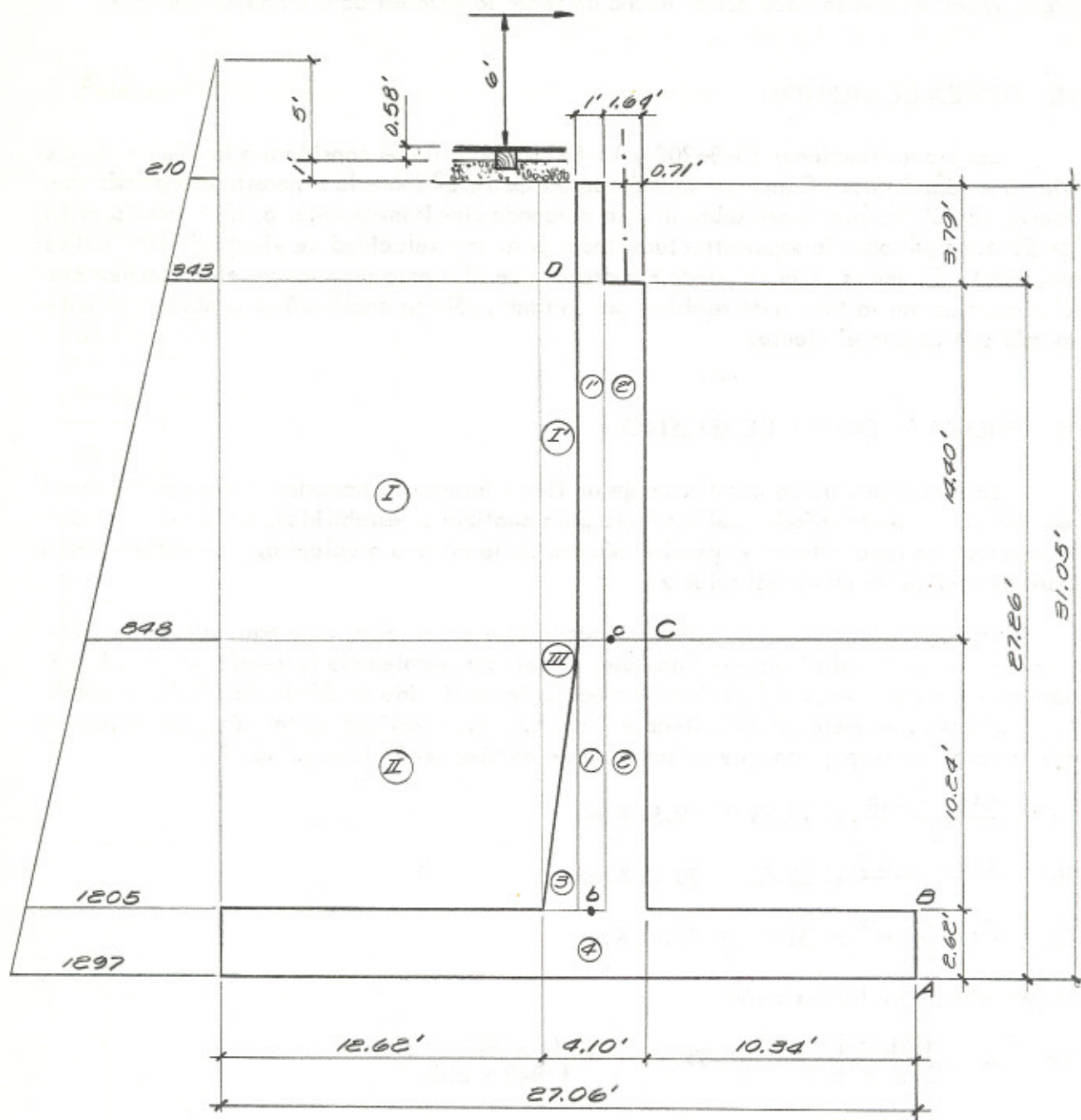


Fig. No. 28

Diagrama de Presiones en Lc Estribo.

J) PESO PROPIO DEL ESTRIBO Y RELLENO

1) Peso propio del Estribo:

Se calculará por pie de longitud con un peso unitario del concreto 150 libras/pie³, referido a las secciones a analizar (Ver Fig. No. 28)

SECCION	Peso (Kips)	Y _c	Y _b	Y _a	X _c	X _b	X _a
1	4.26	-	14.21	16.83	- 0.82	- 0.09	-12.48
2	6.06	-	12.32	14.94	-	+ 1.23	-11.16
3	1.12	-	3.41	6.03	-	- 1.08	-13.47
4	10.64	-	-	1.31	-	-	13.53
SUMA	W _{pp} = 22.08						
1'	2.73	9.09	-	-	- 0.82	-	-
2'	3.54	7.20	-	-	+ 0.50	-	-

2) Peso Propio del Relleno:

Se calculará por pie de longitud con un peso unitario de 120 libras/pie³ (Ver Fig. No. 28)

SECCION	Peso (Kips)	X _b	X _a
I	32.42	-	- 20.02
II	15.51	-	- 21.00
III	0.90	-1.56	- 14.00
SUMA	W _{pr} = 48,83		
I'	3.36	- 1.32	-

K) TEMBLOR PRODUCIDO POR EL ESTRIBO Y EL RELLENO

Para analizar el efecto del temblor producido en el estribo y el relleno, existen varios criterios; en este trabajo se seguirá el empleado en la Sección de Estudio de Puentes de la Dirección General de Caminos, que para nuestro medio es bastante práctico. Dicho criterio toma como efecto de temblor un 8% del peso propio de la estructura actuando horizontalmente en la dirección crítica y en el centroide del mismo. Para el relleno se incrementa en un 8% el valor de la fuerza de empuje, actuando siempre en el centroide.

IV.C.5 Diseño de la Cortina Secundaria

Se llama así a la parte del estribo arriba de los apoyos; para su diseño se la supondrá empotrada en la Sección D. (Ver Fig. No. 28). Se analizará para los dos grupos de carga ya considerados actuando sobre un pie de ancho. Para distribuir la carga viva transversal se hará en una longitud de diez pies, que es la longitud de influencia de la locomotora, tal como se hizo en el diseño de vigas y losa.

A) Grupo I: CM + CV + I + E Esfuerzo 100%

Las cargas muertas, vivas y el impacto, no producen ningún efecto directo en la cortina.

$$\begin{aligned} \text{CM} : \text{Peso propio relleno} &= 1.00 \times 1.00 \times 0.12 = 0.12 \text{ Kips/pie} \\ \text{Peso propio estribo} &= 1.00 \times 3.79 \times 0.15 = 0.57 \text{ Kips/pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CV} : \text{Peso locomotora (equivalente transversal)} &= 0.80 \text{ Kips/pie} \\ \text{Impacto (I}_b) &= 0.52 \times 0.80 = \underline{0.42 \text{ Kips/pie}} \end{aligned}$$

$$\text{Peso total} \qquad \qquad \qquad W_t = 1.91 \text{ Kips/pie}$$

$$E_D = \frac{0.21 + 0.343}{2} \times 3.79 = 0.87 \text{ Kips/pie}$$

$$M_{ED} = 0.87 \times 1.74 = 1.60 \text{ Kips-pie}$$

$$\text{Corte Total en D : } V_D = E_D$$

$$V_D = 0.87 \text{ Kips}$$

$$\text{Momento Total en D : } M_D = M_{ED}$$

$$M_D = 1.60 \text{ Kips-pie}$$

B) Grupo II: CM + CV + I + E + Tracción + TQ Esfuerzo 125%

$$W_t = \frac{1.91}{1.25} = 1.52 \text{ Kips}$$

$$F_{Ee} = \frac{0.87}{1.25} = 0.70 \text{ Kips}$$

$$M_{ED} = \frac{1.60}{1.25} = 1.28 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{tI} = \frac{7.13}{10 \times 1.25} = 0.57 \text{ Kips}$$

$$M_{tD} = 0.57 \times 11.37 = 6.41 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{qv} = \frac{0.08 \times 0.80}{1.25} = 0.05 \text{ Kips}$$

$$M_{qD} = 0.05 \times 5.37 = 0.27 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{qm} = \frac{0.08 \times 1 \times 3.79 \times 0.04}{1.25} = 0.04 \text{ Kips}$$

$$M_{qD} = 0.04 \times 1.90 = 0.08 \text{ Kips-pie}$$

$$\text{Corte Total : } V_D = F_{eI} + F_{qv} + F_{qm} + F_{tI} = 1.36 \text{ Kips}$$

$$\text{Momento Total : } M_D = M_{ED} + M_{qD} + M_{qD} + M_{tD} = 8.81 \text{ Kips-pie}$$

C) RESUMEN

GRUPO	W_t (Kips)	V_D (Kips)	M_D (Kips-pie)	ESFUERZO
I	1.91 *	0.87	1.60	100%
II	1.52	1.36 *	8.81 *	125%

* Valores máximos para diseño.

D) CÁLCULO DEL REFUERZO

$$W_t = 1.91 \text{ Kips}$$

$$V_D = 1.36 \text{ Kips}$$

$$M_D = 8.81 \text{ Kips-pie}$$

$$d_t = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{8810 \times 12}{208 \times 12}} = 6.51 \text{ plg}$$

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central
Sección de Tesis

Como peralte mínimo se tienen 12 plg., y asumiendo refuerzo No. 6

$$d_r = 12 - 2 - 0.38 = 9.62 \text{ plg.} > 6.51 \text{ plg.}; \text{ bien}$$

$$A_s = \frac{M}{a.d} = \frac{8.81}{1.29 \times 9.62} = 0.71 \text{ plg}^2$$

Usar No. 6 a cada 7 1/4 plg. (18 cms.); cara al relleno.

Refuerzo de Distribución

El refuerzo de distribución se tomará según lo recomendado por Buvolowski respecto a muros de contención

$$A_{sd} = 0.002 \text{ bt} - 0.125$$

$$= 0.002 \times 12 \times 12 - 0.125 = 0.288 - 0.125$$

$$= 0.163 \text{ plg}^2$$

Usar No. 4 a cada 14 pulgadas (35 cms.)

Refuerzo de Temperatura

Se usará el especificado por la AASHO en 1.4.7.B

$$A_{st} = 0.125 \text{ plg.}^2$$

Usar No. 4 a cada 18 pulgadas (45 cms.) en la cara opuesta al relleno.

Chequeo de Corte y Adherencia

$$v = \frac{V}{jbd} = \frac{1360}{0.87 \times 12 \times 9.62} = 16.30 \text{ lbs/plg}^2 < 90; \text{ bien}$$

$$u = \frac{V}{E_o j d} = \frac{1360}{3.8 \times 0.87 \times 9.62} = 16.30 \text{ lbs/plg}^2 < 350; \text{ bien}$$

IV.C.6 Cálculo de la Cortina Principal o Columna

La columna se analizará en las secciones B y C, (Ver Fig. No. 28). A continuación se determinarán los valores del momento, carga axial y corte que actúan en la cortina, para un pie de ancho.

IV.C.7 Cálculo de los efectos producidos por las cargas en las secciones "B" y "C"

Para facilitar el cálculo, se determinarán los efectos producidos por las cargas en forma separada.

A) PESO PROPIO DE ESTRIBO

En sentido longitudinal:

1) SECCIÓN B.

SECCIÓN	Peso (Kips)	X_b	Momento (Kips-pie)
1	4.26	- 0.09	- 0.38
2	6.06	+ 1.23	+ 7.45
3	1.12	- 1.08	- 1.21
SUMA	$W_{pp} = 1.44$	---	$M_{pp} = + 5.86$

2) SECCIÓN C.

SECCIÓN	Peso (Kips)	X_c	Momento (Kips-pie)
1ª	2.73	- 0.82	- 2.23
2ª	3.54	+ 0.50	+ 1.77
SUMA	$W_{pp} = 6.27$	---	$M_{pp} = - 0.46$

B) PESO PROPIO DEL RELLENO

En sentido longitudinal:

1) SECCIÓN B

Sección	Peso (Kips)	X_b	Momento (Kips-pie)
I'	3.36	- 1.32	- 4.44
III	0.90	- 1.56	- 1.40
SUMA	$W_{pr} = 4.26$	----	$M_{pr} = - 5.84$

Nota: Se le han dado valores positivos a las fuerzas que actúan en el sentido del empuje y negativos lo contrario.

C) EMPUJE DEL RELLENO

En sentido longitudinal:

1) SECCIÓN B

$$E_b = 20.13 \text{ Kips} ; M_{eb} = 20.13 \times 10.88 = + 219.01 \text{ Kips-pie}$$

2) SECCIÓN C

$$E_c = 9.64 \text{ Kips} ; M_{ec} = 9.64 \times 7.52 = + 72.49 \text{ Kips-pie}$$

D) TEMBLOR EN EL ESTRIBO

En sentido longitudinal o transversal:

1) SECCIÓN B

Sección	8% Peso (Kips)	Y_b	Momento (Kips-pie)
1	0.34	14.21	4.83
2	0.48	12.32	5.91
3	0.09	3.41	0.31
SUMA	$W_{te} = 0.91$	---	$M_{te} = +11.05$

2) SECCIÓN C

Sección	8% Peso (Kips)	Y_c	Momento (Kips-pie)
1ª	0.22	9.09	2.00
2ª	0.28	7.20	2.01
SUMA	$W_{te} = 0.50$	---	$M_{te} = +4.01$

E) TEMBLOR EN EL RELLENO

En sentido longitudinal:

1) SECCIÓN B

$$E_{tr} = 0.08 \cdot E_b = 0.08 \times 20.13 = 1.61 \text{ Kips}$$

$$M_{tr} = 0.08 \cdot M_{eb} = 0.08 \times 219.01 = 17.52 \text{ Kips-pie}$$

F) CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA

En sentido longitudinal:

1) SECCIÓN B

$$W_{ps} = 7.75 \text{ Kips} ; M_{ps} = 7.75 \times 1.34 = + 10.38 \text{ Kips-pie}$$

2) SECCIÓN C

$$W_{ps} = 7.75 \text{ Kips} ; M_{ps} = 7.75 \times 0.61 = + 4.73 \text{ Kips-pie}$$

G) TEMBLOR EN LA SUPERESTRUCTURA

En sentido longitudinal o transversal:

1) SECCIÓN B

$$T_s = 0.62 \text{ Kips} ; M_{ts} = 0.62 \times 24.64 = + 15.28 \text{ Kips-pie}$$

2) SECCIÓN C

$$T_s = 0.62 \text{ Kips} ; M_{ts} = 0.62 \times 14.40 = + 8.93 \text{ Kips-pie}$$

H) CARGA VIVA DE LOCOMOTORA + IMPACTO

En sentido longitudinal:

1) SECCIÓN B

$$W_{vi} = 12.71 \text{ Kips} ; M_{vi} = 12.71 \times 1.34 = 17.03 \text{ Kips-pie}$$

2) SECCIÓN C

$$M_{vi} = 12.71 \text{ Kips} ; M_{vi} = 12.71 \times 0.61 = 7.75 \text{ Kips-pie}$$

I) TEMBLOR EN LA CARGA VIVA

En sentido longitudinal o transversal:

1) SECCIÓN B

$$T_v = 0.67 \text{ Kips} ; M_{tv} = 0.67 \times 24.64 = 16.51 \text{ Kips-pie}$$

2) SECCIÓN C

$$T_v = 0.67 \text{ Kips} ; M_{tv} = 0.67 \times 14.40 = 9.65 \text{ Kips-pie}$$

J) FUERZA CENTRÍFUGA

En sentido longitudinal y transversal:

1) SECCIÓN B

$$F_{cl} = 0.29 \text{ Kips} ; M_{cl} = 0.29 \times 36.01 = 10.44 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{ct} = 0.30 \text{ Kips} ; M_{ct} = 0.30 \times 36.01 = 10.80 \text{ Kips-pie}$$

2) SECCIÓN C

$$F_{cl} = 0.29 \text{ Kips} ; M_{cl} = 0.29 \times 25.77 = 7.49 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{ct} = 0.30 \text{ Kips} ; M_{ct} = 0.30 \times 25.77 = 7.73 \text{ Kips-pie}$$

K) FUERZA DE TRACCIÓN

En sentido longitudinal y transversal:

1) SECCIÓN B

$$F_{tl} = 0.48 \text{ Kips} ; M_{tl} = 0.48 \times 36.01 = 17.28 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{tt} = 0.47 \text{ Kips} ; M_{tt} = 0.47 \times 36.01 = 16.92 \text{ Kips-pie}$$

2) SECCIÓN C

$$F_{tl} = 0.48 \text{ Kips} ; M_{tl} = 0.48 \times 25.77 = 12.37 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{tt} = 0.47 \text{ Kips} ; M_{tt} = 0.47 \times 25.77 = 12.11 \text{ Kips-pie}$$

L) FUERZA DE CABECEO

En sentido longitudinal y transversal:

1) SECCIÓN B

$$F_{kl} = 0.23 \text{ Kips} ; M_{kl} = 0.23 \times 30.01 = 6.90 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{kt} = 0.24 \text{ Kips} ; M_{kt} = 0.24 \times 30.01 = 7.20 \text{ Kips-pie}$$

2) SECCIÓN C

$$F_{kl} = 0.23 \text{ Kips} ; M_{kl} = 0.23 \times 19.77 = 4.55 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{kt} = 0.24 \text{ Kips} ; M_{kt} = 0.24 \times 19.77 = 4.74 \text{ Kips-pie}$$

IV.C.8 Grupo de Cargas

Una vez calculados todos los efectos producidos por las cargas se formarán los grupos respectivos, siempre tomando en cuenta las condiciones para cada grupo.

IV.C.9 Cortina + Relleno

Antes de construir la superestructura, lo que prácticamente se tiene es un muro de retención en voladizo, por lo que la estructura se analizará como tal:

A) GRUPO I: E. : Esfuerzo 100%

$$\begin{aligned} \text{Sección C: } M &= M_{ec} = 72.49 \text{ Kips-pie} \quad * \\ V &= E_c = 9.64 \text{ Kips} \quad * \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sección B: } M &= M_{eb} = 219.01 \text{ Kips-pie} \quad * \\ V &= E_b = 20.13 \text{ Kips} \quad * \end{aligned}$$

B) GRUPO II: E + T ; Esfuerzo 125%

$$\text{Sección C: } M = 1/1.25(M_{ec} + M_{te} + M_{tr})$$

$$M = 1/1.25 (72.49 + 4.01 + 5.80)$$

$$M = 65.48 \text{ Kips-pie}$$

$$V = 1/1.25 (E_c + W_{te} + E_{tr})$$

$$V = 1/1.25 (9.64 + 0.50 + 0.77)$$

$$V = 8.73 \text{ Kips}$$

$$\text{Sección B: } M = 1/1.25 (M_{eb} + M_{te} + M_{tr})$$

$$M = 1/1.25 (219.01 + 11.05 + 17.52)$$

$$M = 198.07 \text{ Kips-pie}$$

$$V = 1/1.25 (E_b + W_{te} + E_{tr})$$

$$V = 1/1.25 (20.13 + 1.61 + 0.91)$$

$$V = 18.12 \text{ Kips}$$

* Valores de diseño.

Se diseñará primero la Sección B, por ser la más grande. Se calculará únicamente la cantidad de refuerzo necesaria para poderlo comparar con otros refuerzos en otras condiciones de trabajo.

C) SECCIÓN B

$$d_t = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{219010 \times 12}{208 \times 12}} = 32.45 \text{ plg.}$$

En la geometría se tiene un peralte de 49.20 plg. (4.10 pies), asumiendo como refuerzo barras No. 11, se tiene:

$$d_r = 49.20 - 3 - 0.71 = 45.49 \text{ plg} > 32.45; \text{ bien}$$

$$A_s = \frac{M}{a.d.} = \frac{219.01}{1.29 \times 45.49} = 3.73 \text{ plg}^2$$

$$\begin{aligned} A_{sd} &= 0.002 \text{ bt} - 0.125 = 0.002 \times 12 \times 49.20 - 0.125 \\ &= 1.06 \text{ plg}^2 \end{aligned}$$

D) SECCIÓN C

$$d_t = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{72490 \times 12}{208 \times 12}} = 18.66 \text{ plg.}$$

$$d_r = 31.68 - 0.71 = 27.97 \text{ Plg} > 18.66; \text{ bien}$$

$$A_s = \frac{M}{a.d.} = \frac{72.49}{1.29 \times 27.97} = 2.01 \text{ Plg}^2$$

$$A_{sd} = 0.002 \times 12 \times 31.68 - 0.125 = 0.64 \text{ Plg}^2$$

IV.C.10 Cortina + Relleno + Superestructura + Carga Viva

En este caso, el puente ya está en servicio por lo que influirán todas las cargas calculadas, según sea el grupo de carga. Por las condiciones físicas de la cortina ésta estará funcionando como columna, y para el análisis, se tomará toda la sección. Hay que recordar que los valores calculados son para un pie de longitud.

a) GRUPO I CM + CV + I + FC + E ; Esfuerzo 100%

1) Longitudinal:

$$\text{Sección C: } M = M_{pp} + M_{ps} + M_{vi} + M_{cl} + M_{ec}$$

$$\begin{aligned} M &= -0.46 + 4.73 + 7.75 + 7.47 + 72.49 \\ &= 91.98 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= W_{pp} + W_{ps} + W_{vi} \\
 &= 6.27 + 7.75 + 12.71 \\
 &= 26.73 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= E_c + F_{cl} \\
 &= 9.64 + 0.29 \\
 &= 9.93 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

Sección B:

$$\begin{aligned}
 M &= M_{pp} + M_{pr} + M_{ps} + M_{vi} + M_{el} + M_{eb} \\
 &= 5.86 - 5.84 + 10.38 + 17.03 + 10.44 + 219.01 \\
 &= 256.88 \text{ Kips-pie}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= W_{pp} + W_{ps} + W_{pr} + W_{vi} \\
 &= 11.44 + 7.75 + 4.26 + 12.71 \\
 &= 36.16 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= E_b + F_{el} = 20.13 + 0.29 \\
 &= 20.42 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

2) Transversal:

Sección C: $M = M_{ct} = 7.73 \text{ Kips-pie}$

$$N = 26.73 \text{ Kips}$$

$$V = f_{et} = 0.29 \text{ Kips}$$

Sección B: $M = M_{ct} = 10.80 \text{ Kips-pie}$

$$N = 36.16 \text{ Kips}$$

$$V = F_{ct} = 0.30 \text{ Kips}$$

B) GRUPO II: Grupo I + Fuerzas laterales y/o transversales; Esfuerzo 125%

Debido a las cargas que actúan en este grupo, se dividirá para el análisis en dos sub-grupos:

A) Grupo I + Temblor + Cabeceo

B) Grupo I + Tracción + Cabeceo

B') GRUPO II.A Grupo I + TQ + K ; Esfuerzo 125%

1) Longitudinal:

$$\begin{aligned} \text{Sección C: } M &= 1/1.25 (M_{gl} + M_{te} + M_{tr} + M_{ts} + M_{tv} + M_{ke}) \\ &= 1/1.25 (91.98 + 4.01 + 5.80 + 8.93 + 9.65 + 4.55) \\ &= 99.94 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$N = 1/1.25 (26.73) = 21.38 \text{ Kips}$$

$$\begin{aligned} V &= 1/1.25 (V_{gl} + W_{te} + E_{tr} + T_s + T_v + F_{ke}) \\ &= 1/1.25 (9.93 + 0.50 + 0.77 + 0.62 + 0.67 + 0.23) \\ &= 10.18 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sección B: } M &= 1/1.25 (M_{gl} + M_{te} + M_{tr} + M_{ts} + M_{tv} + M_{ke} +) \\ &= 1/1.25 (256.88 + 11.05 + 17.52 + 15.28 + 16.51 + 6.90) \\ &= 259.31 \text{ Kips/pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= 1/1.25 (36.16) \\ &= 28.93 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= 1/1.25 (M_{gl} + W_{te} + E_{tr} + T_s + T_v + F_{ke}) \\ &= 1/1.25 (20.42 + 0.91 + 1.61 + 0.62 + 0.57 + 0.23) \\ &= 19.67 \text{ Kips} \end{aligned}$$

2) Transversal:

Sección C:

$$\begin{aligned}
 M &= 1/1.25 (M_{gl} + M_{te} + M_{ts} + M_{tv} + M_{kt}) \\
 &= (7.73 + 4.01 + 8.93 + 9.65 + 4.74) 1/1.25 \\
 &= 28.05 \text{ Kips-pie}
 \end{aligned}$$

$$N = 21.38 \text{ Kips.}$$

$$\begin{aligned}
 V &= 1/1.25 (V_{gl} + W_{te} + T_s + T_v + F_{kt}) \\
 &= 1/1.25 (0.29 + 0.50 + 0.62 + 0.67 + 0.24) \\
 &= 1.86 \text{ Kips.}
 \end{aligned}$$

Sección B:

$$\begin{aligned}
 M &= 1/1.25 (M_{gl} + M_{te} + M_{ts} + M_{tv} + M_{kt}) \\
 &= 1/1.25 (10.80 + 11.05 + 15.28 + 16.51 + 7.20) \\
 &= 48.67 \text{ Kips-pie}
 \end{aligned}$$

$$N = 28.93 \text{ Kips}$$

$$\begin{aligned}
 V &= 1/1.25 (V_{gl} + W_{te} + T_s + T_v + K_{kt}) \\
 &= 1/1.25 (0.30 + 0.91 + 0.62 + 0.67 + 0.24) \\
 &= 2.19 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

B'') GRUPO II. B. Grupo I + TR + K; Esfuerzo 125 %

1) Longitudinal:

Sección C:

$$\begin{aligned}
 M &= 1/1.25 (M_{gl} + M_{tl} + M_{kl}) \\
 &= 1/1.25 (91.98 + 12.37 + 4.55) \\
 &= 87.12 \text{ Kips-pie}
 \end{aligned}$$

$$N = 21.38 \text{ Kips}$$

$$\begin{aligned}
 V &= 1/1.25 (V_{gl} + F_{tl} + F_{kl}) \\
 &= 1/1.25 (9.93 + 0.48 + 0.23)
 \end{aligned}$$

$$= 8.51 \text{ Kips}$$

Sección B: $M = 1/1.25 (M_{gl} + M_{tl} + M_{kl})$
 $= 1/1.25 (256.88 + 17.28 + 6.90)$
 $= 224.85 \text{ Kips-pie}$

$$N = 28.93 \text{ Kips}$$

$$V = 1/1.25 (V_{gl} + F_{tl} + F_{kl})$$

$$= 1/1.25 (20.42 + 0.48 + 0.23)$$

$$= 16.90 \text{ Kips}$$

2) Transversal:

Sección C: $M = 1/1.25 (M_{gl} + M_{tt} + M_{kt})$
 $= 1/1.25 (7.73 + 12.11 + 4.74)$
 $= 19.66 \text{ Kips-pie}$

$$N = 21.38 \text{ Kips.}$$

$$V = 1/1.25 (V_{gl} + F_{tt} + F_{kt})$$

$$= 1/1.25 (0.49 + 0.47 + 0.24)$$

$$= 0.80 \text{ Kips}$$

Sección B: $M = 1/1.25 (M_{gl} + M_{tt} + M_{kt})$
 $= 1/1.25 (10.80 + 16.92 + 7.20)$
 $= 27.94 \text{ Kips-pie}$

$$N = 28.93 \text{ Kips}$$

$$V = 1/1.25 (V_{gl} + F_{tt} + F_{kt})$$

$$= 1/1.25 (0.30 + 0.47 + 0.24)$$

$$= 0.81 \text{ Kips}$$

C) CUADRO No. 8.

RESUMEN DE LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS

(Por pie de longitud transversal de estribo)

LONGITUDINAL

GRUPO CARGAS	SECCION "C"			SECCION "B"		
	M (K-P)	N (K)	V (K)	M (K-P)	N (K)	V (K)
I	91.98	26.73	9.93	256.88	36.16	20.42
II.A	99.94	21.38	10.18	259.31	28.93	19.57
II.B	87.12	21.38	8.51	224.85	28.93	16.90
TRANSVERSAL						
I	7.73	26.73	0.29	10.80	36.16	0.30
II.A	28.05	21.38	1.86	48.67	28.93	2.19
II.B	19.66	21.38	0.80	27.94	28.93	0.81

Observando el cuadro anterior se puede apreciar que todos los resultados tienen poca variación unos con otros para los diferentes Grupos de carga. Pero siendo más crítico el momento que la carga axial, se calculará en el sentido longitudinal para el Grupo II. A, verificándose para el Grupo I y, en sentido transversal, se calculará para el Grupo II. A como máximo y el Grupo I como mínimo. En resumen se calculará para el Grupo II. A, y se verificará para el Grupo I.

IV.C.11 Cálculo de la Columna según especificación AASHO 1.5.9.D.

Para este caso, la columna se analizará en toda su sección

(29.52 p. x 4.10 p.) y no por pie de ancho.

A) SECCIÓN "B"

$$T \text{ Transversal} = 29.52 \text{ pies}$$

$$T \text{ Longitudinal} = 4.10 \text{ pies}$$

$$H \text{ (Altura)} = 24.64 \text{ pies}$$

$$\frac{H}{T \text{ min}} = \frac{24.64}{4.10} = 6.00 < 10 : \text{Columna corta}$$

Estimar refuerzo mínimo : $p = 0.01$

$$A_g = 29.52 \times 4.10 \times 12. \times 12 = 174.28 \text{ plg}^2$$

$$A_{st} = p \cdot A_g = 0.01 \times 17428 = 174.28 \text{ plg}^2$$

$$\text{Asumiendo Barras No. 11 : } A_{su} = 1.56 \text{ plg}^2$$

$$\text{No. de barras} = \frac{A_{st}}{A_{su}} = \frac{174.28}{1.56} = 112$$

Usar 56 barras en cada cara de la columna, a cada 6.23 plg. (15 cm.) o 28 manojos de 2 barras No. 11 a cada 12.46 plg. (30 cm.).

B) CAPACIDAD AXIAL PERMITIDA

$$P_t = 0.8 (0.225f'_c \cdot A_g + A_s \cdot f_s)$$

$$= 0.8 (0.225 \times 3 \times 17428 + 174.28 \times 18)$$

$$= 11921 \text{ Kips}$$

Comparándola con la axial máxima se tiene:

$$N = 36.16 \times 29.52 = 1067 \text{ Kips} < 11921 ; \text{ bien}$$

C) SECCIÓN "C"

$$T_t = 29.52 \text{ pies}$$

$$T_l = 2.64 \text{ pies}$$

$$H = 14.40 \text{ pies}$$

$$\frac{H}{T_{\min}} = \frac{14.40}{2.64} = 5.45 < 10 : \text{Columna corta}$$

Estimar refuerzo mínimo : $p = 0.01$

$$A_g = 29.52 \times 12 \times 2.64 \times 12 = 11222 \text{ plg}^2$$

$$A_{st} = p \cdot A_g = 0.01 \times 11222 = 112.22 \text{ plg}^2$$

Usar 36 barras No. 11 a cada 9.68 plg. (24 cm.) en cada cara.

D) CAPACIDAD AXIAL PERMITIDA

$$\begin{aligned} P_t &= 0.8 (0.225 \times 3 \times 11222 + 112.22 \times 18) \\ &= 7676 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$N = 26.73 \times 29.52 = 789 \text{ Kips} < 7676 ; \text{ bien}$$

IV.C.12 Análisis para el Grupo II.A

Este análisis será simultáneo para los sentidos longitudinal y transversal, siguiendo la especificación AASHO 1.5.9.F.

A) SECCIÓN "B"

$$N = 28.93 \text{ Kips}$$

$$M_l = 259.31 \text{ Kips-pie/pie}$$

$$M_t = 48.67 \text{ Kips-pie/pie}$$

$$N_t = 28.93 \times 29.52 = 854.01 \text{ Kips}$$

$$e_l = \frac{ML}{N} = \frac{259.31}{28.93} = 8.96 \text{ pies}$$

$$e_t = \frac{Mt}{N} = \frac{48.67}{28.93} = 1.68 \text{ pies}$$

$$\frac{e_l}{T_l} = \frac{8.96}{4.10} = 2.18 > 0.5$$

$$\frac{e_t}{T_t} = \frac{1.68}{29.52} = 0.06 < 0.5$$

De los resultados anteriores se deduce que hay que analizar la columna longitudinal y transversalmente por separado, obteniéndose:

B) TRANSVERSAL

$$\frac{e_t}{T_t} = 0.06$$

La columna se calculará para una carga axial equivalente según la especificación AASHO 1.5.9.F.

$$P = P_e \left(1 + C \frac{K e}{t} \right) \quad \text{donde:} \quad P = \text{Carga axial equivalente}$$

$$P_e = N_t = \text{Carga real}$$

$$C = \frac{f_a}{0.40 f'_c}$$

$$K = 5 \text{ (Aprox.)}$$

$$\frac{e}{t} = 0.06$$

$$f_a = 0.8 \frac{0.22 f'_c + f_{s.p}}{1 + (10-1) 0.01}$$

$$= 0.8 \frac{0.225 \times 3 + 18 \times 0.01}{1 + (10-1) 0.01} = 0.63$$

$$C = \frac{0.63}{0.40 \times 3.00} = 0.53$$

$$P = 854.01 (1 + 0.53 \times 5 \times 0.06) = 990.65 \text{ Kips} < 11921 ; \text{ bien}$$

C) LONGITUDINAL

$$\frac{e_l}{T_l} = 2.18$$

El tener una relación e/T mayor que 0.5, indica que se tiene que analizar la columna como sección fracturada y determinar si es necesario usar o no refuerzo o compresión. Tomando como sección una faja de un pie y la carga axial equivalente:

$$P = 990.65 \text{ Kips}$$

$$N = \frac{990.65}{29.52} = 33.56 \text{ Kips/pie}$$

$$M = 259.31 \text{ Kips-pie}$$

$$e = 8.96 \text{ pies}$$

1) Análisis a Flexo-compresión

Analizándola como viga con carga axial de acuerdo al ejemplo No. 5 del manual de la American Concret Institute (ACI), la sección será según la figura No. 29.

Para una sección de la columna, el refuerzo mínimo que ésta debe tener es:

$$p = 0.01$$

$$\leq A_s = 0.01 A_g = 0.01 \times 49.20 \times 12 = 5.90 \text{ plg}^2$$

$$A_s = A'_s = \leq A_s / 2 = 2.95 \text{ plg}^2$$

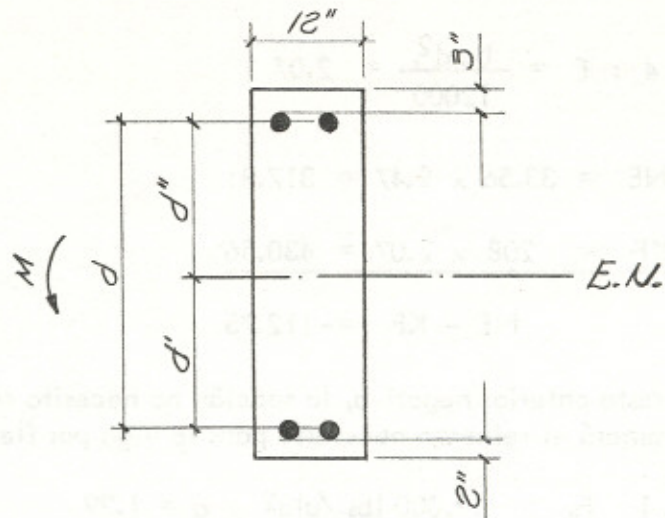


Fig. No. 29

Sección para faja de un pie.

De la figura No. 29, se obtiene para el ejemplo

$$t = 49.20 \text{ plg.}$$

$$d' = 2 + 0.71 = 2.71 \text{ plg.}$$

$$d'' = 24.60 - 3.71 = 20.89 \text{ plg.}$$

$$d = 49.20 - 3.71 = 45.49 \text{ Plg.}$$

$$e = \frac{12 M}{N} + d'' = \frac{12 \times 259.31}{33.56} + 20.89 = 113.61 \text{ plg.}$$

$$e/d = \frac{113.61}{45.49} = 2.50$$

$$E = \frac{e}{12} = \frac{113.61}{12} = 9.47 \text{ pies}$$

de la Tabla No. 1 : $K = 208$

$$\text{de la Tabla No. 4 : } F = \frac{b \cdot d^2}{12000} = 2.07$$

$$\text{Comparando: } NE = 33.56 \times 9.47 = 317.81$$

$$KF = 208 \times 2.07 = 430.56$$

$$NE - KF = -112.75$$

Por ser la resta anterior negativa, la sección no necesita refuerzo a compresión; siempre se determinará el refuerzo necesario para la viga por flexión (cara el relleno).

$$\text{De la Tabla No. 1 } F_s = 18,000 \text{ lbs./plg}^2 : a = 1.29$$

$$\text{De la Tabla No. 10 } e/d = 2.50$$

$$j = 0.87 : i = 1.53$$

$$A_s = \frac{NE}{a \cdot d \cdot i} = \frac{317.81}{1.29 \times 45.49 \times 1.53} = 3.53 \text{ plg}^2$$

2) Análisis como Columna con Carga Excéntrica

Se calculará para un pie de ancho y usando los Diagramas de Interacción para columnas rectangulares con F_y de 33000 lbs./plg².

$$F_s = 16,000 \text{ lbs./plg}^2$$

$$f'_c = 3,000 \text{ lbs./plg}^2$$

$$n = 10$$

$$M = 259.31 \text{ Kips-pie}$$

$$N = 33.56 \text{ Kips}$$

$$t = 49.20 \text{ pgl.}$$

$$gt = 43.78 \text{ plg.}$$

$$g = 0.90$$

$$A_g = 590.40 \text{ plg}^2$$

Calculando:

$$\frac{12M}{f_c \cdot t \cdot A_g} = \frac{12 \times 259.31}{3 \times 49.20 \times 590.40} = 0.036$$

$$\frac{N}{f_c \cdot A_g} = \frac{33.56}{3 \times 590.40} = 0.019$$

Con los datos anteriores y para el Diagrama de g igual a 0.90, se encuentra el porcentaje de acero de refuerzo, localizado esta vez en la región II controlada por la compresión:

$$P_g = 0.0045 < 0.01 ; \text{mínimo.}$$

$$A_s = 0.0045 \cdot A_g = 0.0045 \times 590.40 = 2.66 \text{ plg}^2$$

Lógicamente si el porcentaje de acero (P_g) calculado es menor que el porcentaje mínimo recomendado (0.01), el área de acero será menor también, pero se ha calculado para hacer posteriormente un resumen de las áreas de acero que cada Grupo de cargas necesita y poder así determinar el refuerzo que realmente se va a colocar.

D) SECCIÓN "C"

El procedimiento es similar al seguido en el cálculo de la Sección "B".

$$N = 21.38 \times 29.52 = 631.14 \text{ Kips}$$

$$M_l = 99.94 \text{ Kips-pie/pie}$$

$$M_t = 28.05 \text{ Kips-pie/pie}$$

$$e_l = \frac{M_l}{N} = \frac{99.94}{21.38} = 4.67 \text{ pies}$$

$$e_t = \frac{M_t}{N} = \frac{28.05}{21.38} = 1.31 \text{ pies}$$

$$\frac{e_l}{T_l} = \frac{4.67}{2.64} = 1.77 > 0.5$$

$$\frac{e_t}{T_t} = \frac{1.31}{29.52} = 0.04 < 0.5$$

E) TRANSVERSAL

$$\frac{e_t}{T_t} = 0.04$$

Carga equivalente:

$$P = 631.14 (1 + 0.53 \times 50.04) = 700.56 \text{ Kips} < 7676 ; \text{ bien}$$

F) LONGITUDINAL

$$\frac{e_t}{T_t} = 1.77$$

$$P = 700.56 \text{ Kips}$$

$$N = \frac{700.56}{29.52} = 27.73 \text{ Kips/pie}$$

$$M = 99.94 \text{ Kips-pie}$$

$$e = 4.67 \text{ pies}$$

1) Análisis de Flexocompresión:

$$p = 0.01$$

$$\leq A_s = 0.01 A_g = 0.01 \times 31.68 \times 12 = 3.80 \text{ plg}^2$$

$$A_s = A'_s = \leq A_s / 2 = 1.90 \text{ plg}^2$$

Siguiendo el ejemplo No. 5 del ACI:

$$t = 31.68 \text{ plg.}$$

$$d' = 2.71 \text{ plg.}$$

$$d'' = 12.13 \text{ plg.}$$

$$d = 27.97 \text{ plg.}$$

$$e = \frac{12 M}{N} + d'' = \frac{12 \times 99.94}{27.73} + 12.13 = 55.38 \text{ plg.}$$

$$e/d = \frac{55.38}{27.97} = 1.98$$

$$E = \frac{e}{12} = \frac{55.38}{12} = 4.62 \text{ pies}$$

De la Tabla No. 1 : $K = 208$

$$\text{De la Tabla No. 4 : } F = \frac{b \cdot d^2}{12000} = \frac{12 \times 27.97^2}{12000} = 0.78$$

$$\text{Comparando: } NE = 27.73 \times 4.62 = 128.11$$

$$KF = 208 \times 0.78 = 162.24$$

$$NE - KF = -34.13$$

No es necesario refuerzo a compresión. Calculando el necesario para la viga a flexión, en la cara al relleno:

De la Tabla No. 1 : $a = 1.29$

De la Tabla No. 2 : $e/d = 1.98$

$$j = 0.87 : 1 = 1.79$$

$$A_s = \frac{NE}{a \cdot d \cdot j} = \frac{128.11}{1.29 \times 27.97 \times 1.79} = 1.98 \text{ plg.}^2$$

2) Análisis como Columna con Carga Excéntrica

Calculando:

$$\frac{12 M}{f_c \cdot t \cdot A_g} = \frac{12 \times 99.94}{3 \times 31.68 \times 380.16} = 0.033$$

$$\frac{N}{f_c \cdot A_g} = \frac{27.73}{3 \times 380.16} = 0.024$$

$$g = \frac{26.26}{31.68} = 0.80$$

Y en el diagrama de Interacción respectivo:

$$P_g = 0.009 = 0.01 ; \text{mínimo}$$

$$A_s = 0.01 \times 380.16 = 3.80 \text{ plg}^2$$

IV.C.13 Análisis para el Grupo I

En análisis de este Grupo es similar al efectuado para el Grupo II.A, por lo que no se mostrará el desarrollo del mismo, limitándose únicamente a mostrar los resultados obtenidos.

IV.C.14 CUADRO No. 9

Resumen: Áreas de Refuerzo (plg²)

Calculado el refuerzo necesario para cada Grupo de Cargas, se seleccionarán los valores máximos para efectuar la distribución del mismo.

ESTRIBO + RELLENO		
Refuerzo en la cara el relleno (viga)		
GRUPO	SECCIÓN "B"	SECCIÓN "C"
I	3.73	2.01
Mínimo	2.95	1.90
ESTRIBO + RELLENO + SUPERESTRUCTURA		
Refuerzo total en ambas caras (columna)		
Mínimo	5.90	3.80
I	2.95	3.61
II.A	2.66	3.42
Refuerzo en la cara al relleno (viga)		
I	3.38	1.80
II.A	3.53	1.98
Mínimo	2.95	1.90

IV.C.15 Selección del Refuerzo

A) SECCIÓN "B"

1) Cara al relleno

$$A_s = 3.73 \text{ plg}^2$$

Usar manojos de barras No. 11 a cada 10 plg. (25 cm.)

Para el refuerzo secundario o de distribución, se seguirá el mismo criterio usado en el cálculo de la cortina secundaria, con la variante que se incluirá el refuerzo de temperatura en ambas caras.

$$A_{sd} = 0.002 \text{ bt} = 0.002 \times 12 \times 49.20 = 1.18 \text{ plg}^2$$

Usar barras No. 9 a cada 10 plg. (25 cm.)

Verificación de Corte y Adherencia:

Se tomará en la verificación el valor del corte máximo que ocurre en la sección "B"

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{20420}{12 \times 0.87 \times 45.49} = 36.85 \text{ lbs./plg}^2 ; \text{ bien}$$

$$u = \frac{V}{E_o \cdot j \cdot d} = \frac{20420}{10.6 \times 0.87 \times 45.49} = 48.67 \text{ lbs./plg}^2 ; \text{ bien}$$

2) Cara opuesta al relleno

Esta cara llevará únicamente el refuerzo mínimo recomendado por la columna.

$$A_s = \frac{5.90}{2} = 2.95 \text{ plg}^2$$

Usar manojos de 2 barras No. 10 a cada 10 plg. (25 cm.)

$$A_{sd} = 0.18 \text{ plg}^2$$

Usar barras No. 9 a cada 10 plg. (25 cm.)

B) SECCIÓN "C"

1) Cara al relleno

$$A_s = 2.01 \text{ plg}^2$$

Usar barras alternas 1 No. 11 + 1 No. 4 a cada 10 plg. (25 cm.)

$$A_{sd} = 0.002 \times 12 \times 31.68 = 0.72 \text{ plg}^2$$

Usar barras No. 7 a cada 10 plg. (25 cm.)

2) Cara opuesta al relleno

$$A_s = \frac{3.80}{2} = 1.90 \text{ plg}^2$$

Usar barras alternas 1 No. 10 + 1 No. 6 a cada 10 plg. (25 cm.)

$$A_{sd} = 0.72 \text{ plg}^2$$

Usar barras No. 7 a cada 10 plg. (25 cm.)

C) DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO

Debido a que el momento y el peralte de la cortina varían a todo lo alto de la cortina, el área de refuerzo variará también. La variación del área de refuerzo se determina calculando varias secciones en la cortina para después poder plotear las áreas contra la altura, obteniéndose la curva teórica del refuerzo. Tomando como base a esta curva, se puede determinar la curva práctica del refuerzo con los puntos de corte teórico de las barras. Las barras se prolongan una distancia igual a 15 diámetros más allá del punto teórico de corte.

Como ilustración de lo mencionado anteriormente, se presentará como ejemplo, las curvas del refuerzo en la cara al relleno.

1) Refuerzo cara al relleno:

En base a los valores de las áreas de refuerzo calculadas, se dibujará la curva de este refuerzo, tal y como se muestra en la Fig. No. 30.

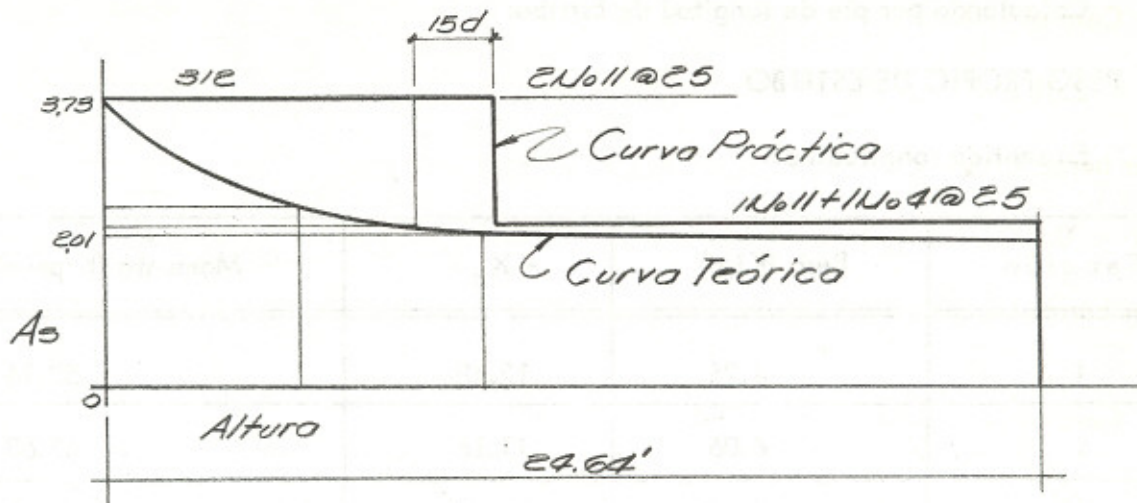


Fig. No. 30

Curva de Refuerzo.

D) CONCLUSIONES

Con esto queda terminado el diseño y cálculo de la cortina del Estribo. Para los datos finales de la Geometría así como del refuerzo, ver el plano final respectivo.

IV.C.16 Cálculo del Cimiento

En el cálculo de la cortina principal se pudo apreciar que la misma trabajaba tanto como muro de retención como columna o viga con carga axial y momento, de tal manera que el cimiento será calculado también para soportar un muro de retención común y para soportar una columna con carga axial y momento. En IV.C.7 fueron calculadas las cargas que actúan sobre el cimiento, faltando por calcular los efectos que producen en el punto "A" del mismo. Para la geometría del cimiento, ver la figura No. 28.

IV.C.17 Cálculo de los efectos que producen las cargas respecto al punto "A"

Calculando por pie de longitud de Estribo:

A) PESO PROPIO DE ESTRIBO

En sentido longitudinal:

Sección	Peso (Kips)	$- X_a$	Momento (Kips-pie)
1	4.26	12.48	53.16
2	6.06	11.16	67.63
3	1.12	13.47	15.09
4	10.64	13.53	143.96
SUMA	$W_{pp} = 22.08$	----	$M_{pp} = 279.84$

B) PESO PROPIO DEL RELLENO

En sentido longitudinal

Sección	Peso (Kips)	$- X_a$	Momento (Kips-pie)
I	32.42	20.02	649.04
II	15.51	21.00	325.71
III	0.90	14.00	12.60
SUMA	$W_{pr} = 48.83$	----	$M_{pr} = 987.35$

C) EMPUJE DEL RELLENO

En sentido longitudinal:

$$E_a = 23.41 \text{ Kips} ; M_{ea} = 23.41 \times 13.23 = 309.71 \text{ Kips-pie}$$

D) TEMBLOR EN EL ESTRIBO

En sentido longitudinal o transversal

Sección	8% Peso (Kips)	Y_a	Momento (Kips-pie)
1	0.34	16.83	5.72
2	0.48	14.94	7.17
3	0.09	6.03	0.54
4	0.85	1.31	1.11
SUMA	$W_{te} = 1.76$	---	$M_{te} = 14.54$

E) TEMBLOR EN EL RELLENO

En sentido longitudinal:

$$E_{tr} = 0.08 \times 23.41 = 1.87 \text{ Kips}$$

$$M_{tr} = 0.08 \times 309.71 = 24.78 \text{ Kips-pie}$$

F) CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA

En sentido longitudinal:

$$W_{ps} = 7.75 \text{ Kips} ; M_{ps} = 7.75 \times 11.05 = 85.64 \text{ Kips-pie}$$

G) TEMBLOR EN LA SUPERESTRUCTURA

En sentido longitudinal o transversal:

$$T_s = 0.62 \text{ Kips} ; M_{ts} = 0.62 \times 27.26 = 16.90 \text{ Kips-pie}$$

H) CARGA VIVA DE LOCOMOTORA + IMPACTO

En sentido longitudinal:

$$W_{vi} = 12.71 \text{ Kips} ; M_{vi} = 12.71 \times 11.05 = 140.44 \text{ Kips-pie}$$

I) TEMBLOR EN LA CARGA VIVA:

En sentido longitudinal o transversal:

$$T_v = 0.67 \text{ Kips} ; M_{tv} = 0.67 \times 27.26 = 18.26 \text{ Kips-pie}$$

J) FUERZA CENTRÍFUGA

En sentido longitudinal y transversal:

$$F_{cl} = 0.29 \text{ Kips} ; M_{cl} = 0.29 \times 38.63 = 11.20 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{ct} = 0.30 \text{ Kips} ; M_{ct} = 0.30 \times 38.63 = 11.59 \text{ Kips-pie}$$

K) FUERZA DE TRACCIÓN

En sentido longitudinal y transversal:

$$F_{tl} = 0.48 \text{ Kips} ; M_{tl} = 0.48 \times 38.63 = 18.54 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{tt} = 0.47 \text{ Kips} ; M_{tt} = 0.47 \times 38.63 = 18.16 \text{ Kips-pie}$$

L) FUERZA DE CABECEO

En sentido longitudinal y transversal:

$$F_{kl} = 0.23 \text{ Kips} ; M_{kl} = 0.23 \times 32.62 = 7.50 \text{ Kips-pie}$$

$$F_{kt} = 0.24 \text{ Kips} ; M_{kt} = 0.24 \times 32.63 = 7.83 \text{ Kips-pie}$$

IV.C.18 Grupo de Cargas

Se usarán los mismos grupos de carga formados en el cálculo de la cortina principal, con la única variable que para la estabilidad del Estribo se hace necesario analizar tres condiciones de carga:

- A) Estribo + Relleno
- B) Estribo + Relleno + Superestructura
- C) Estribo + Relleno + Superestructura + Carga Viva.

Cada una de las condiciones anteriores se analizará por separado.

IV.C.19 Estribo + Relleno

En esta condición el estribo es un muro de retención en voladizo y, sucede cuando aún no se ha construido la superestructura. Analizando su estabilidad:

- A) GRUPO I: CM + E ; Esfuerzos al 100%

Tomando los valores directamente de IV.C.17:

$$\begin{aligned} M_e &= M_{pp} + M_{pr} = 279.84 + 987.35 \\ &= 1267.19 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v &= M_{ea} \\ &= 309.71 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_t &= W_{pp} + W_{pr} = 22.08 + 48.83 \\ &= 70.91 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= E_a \\ &= 23.41 \text{ Kips} \end{aligned}$$

Verificaciones:

Como factor de seguridad (FS) se usará la relación de 1:1.5:

$$1) \frac{M_e}{M_v} = \frac{1267.19}{309.71} = 4.09 > 1.5 ; \text{ bien}$$

$$2) \frac{F}{E} = \frac{0.5 W_t}{E} = \frac{0.5 \times 70.91}{23.41} = 1.51 > 1.5 ; \text{ bien}$$

$$3) \alpha = \frac{M_e - M_v}{W_t} = \frac{1267.19 - 309.71}{70.91} = 13.50 \text{ pies}$$

La resultante sí cae dentro del tercio medio. Calculando la excentricidad:

$$e = \frac{1}{2} L - \alpha = \frac{27.06}{2} - 13.50 = 13.53 - 13.50 = 0.03 \text{ pies}$$

La presión sobre el suelo se determinará por medio de la fórmula siguiente:

$$f = \frac{W_t}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

donde: W_t = peso total sobre el suelo

A = área del cimiento (faja de un pie)

e = Excentricidad de la resultante

L = longitud del cimiento

$$f = \frac{70.91}{27.06} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.03}{27.06} \right) = 2.62 \left(1 \pm 0.01 \right)$$

Para el diagrama de Presiones, ver la Fig. No. 31

$$f \text{ máx.} = 2.62 \times 1.01 = 2.65 \text{ Kips/pie}^2 < 4.00 ; \text{ bien}$$

$$f \text{ mín.} = 2.62 \times 0.99 = 2.59 \text{ Kips/pie}^2 < 4.00 ; \text{ bien}$$

B) GRUPO II: CM + E + TQ ; Esfuerzos 125%

$$\begin{aligned} M_e &= 1/1.25 (M_{gl}) = \frac{1267.19}{1.25} \\ &= 1013.75 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v &= 1/1.25 (M_{gl} + M_{te} + M_{tr}) = 1/1.25 (309.71 + 14.54 + 24.78) \\ &= 279.22 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$W_t = 1/1.25 (M_{gl}) = \frac{70.91}{1.25}$$

$$= 56.73 \text{ Kips}$$

$$E = 1/1.25 (E_a + W_{te} + E_{tr}) = 1/1.25 (23.41 + 1.76 + 1.87)$$

$$= 21.63 \text{ Kips}$$

Verificaciones

$$1) \frac{M_e}{M_v} = \frac{1013.75}{279.27} = 3.63 > 1.5 ; \text{ bien}$$

$$2) \frac{F}{E} = \frac{0.5 \times 56.73}{56.73} = 1.31 < 1.5 ; \text{ no.}$$

$$3) a = \frac{1013 - 279.22}{56.73} = 12.95 \text{ pies}$$

La resultante sí cae dentro del tercio medio.

$$e = 13.53 - 12.95 = 0.58 \text{ pies}$$

$$f = 2.10 (1 \pm 0.13)$$

Para el diagrama de presiones, ver fig. No. 31.

$$f \text{ máx.} = 2.10 \times 1.13 = 2.37 \text{ Kips/pie}^2 < 4.00 ; \text{ bien}$$

$$f \text{ mín.} = 2.10 \times 0.87 = 1.83 \text{ Kips/pie}^2 < 4.00 ; \text{ bien}$$

C) CONCLUSIONES:

Inicialmente se puede decir que las dimensiones asumidas del cimiento están correctas ya que sólo en el grupo II falla por deslizamiento; lo cual se puede evitar mediante un diente.

El deslizamiento también puede evitarse en parte tomando en cuenta la presión pasiva de la tierra.

IV.C.20 Estribo + Relleno + Superestructura

La mayor parte del tiempo el puente trabaja bajo esta condición de carga, que si bien no da los valores máximos de los esfuerzos en el suelo es imprescindible analizarla para comprobar la estabilidad del estribo.

A) GRUPO I: CM + E ; Esfuerzos 100%

$$\begin{aligned} M_e &= M_{pp} + M_{pr} + M_{ps} = 279.84 + 987.35 + 85.64 \\ &= 1352.83 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v &= M_{ea} \\ &= 309.71 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_t &= W_{pp} + W_{pr} + W_{ps} = 22.08 + 48.83 + 7.75 \\ &= 78.66 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= E_a \\ &= 23.41 \text{ Kips} \end{aligned}$$

Verificaciones:

$$1) \frac{M_e}{M_v} = \frac{1352.83}{309.71} = 4.37 ; \text{ bien}$$

$$2) \frac{F}{E} = \frac{0.5 \times 78.66}{23.41} = 1.68 ; \text{ bien}$$

$$3) a = \frac{1352.83 - 309.71}{78.66} = 13.26 \text{ pies ; bien}$$

$$e = 13.53 - 13.26 = 0.27 \text{ pies}$$

$$f = 2.91 (1 \pm 0.06)$$

Ver fig. No. 31

$$f \text{ Máx.} = 2.91 \times 1.06 = 3.08 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

$$f \text{ Mfn.} = 2.91 \times 0.94 = 2.74 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

B) GRUPO II: CM + E + TQ ; Esfuerzos 125%

$$M_e = 1/1.25 (M_{gl}) = \frac{1352.83}{1.25}$$

$$= 1082.26 \text{ Kips-pie}$$

$$M_v = 1/1.25 (M_{gl} + M_{te} + M_{tr} + M_{ts})$$

$$= \frac{309.71 + 14.54 + 24.78 + 16.90}{1.25}$$

$$= 292.74 \text{ Kips-pie}$$

$$W_t = 1/1.25 (W_{gl}) = \frac{78.66}{1.25}$$

$$= 62.93 \text{ Kips}$$

$$E = 1/1.25 (E_a + W_{te} + W_{tr} + T_s)$$

$$= \frac{23.41 + 1.76 + 1.87 + 0.62}{1.25}$$

$$= 22.13 \text{ Kips}$$

Verificaciones:

$$1) \frac{M_e}{M_v} = \frac{1082.26}{292.74} = 3.70 ; \text{ bien}$$

$$2) \frac{F}{E} = \frac{0.5 \times 62.93}{22.13} = 1.42 ; \text{ no}$$

$$3) a = \frac{1082.26 - 292.74}{62.93} = 12.55 \text{ pies ; bien}$$

$$e = 13.53 - 12.55 = 0.98 \text{ pies}$$

$$f = 2.32 (1 \pm 0.22)$$

Ver fig. No. 31.

$$f \text{ máx.} = 2.32 \times 1.22 = 2.83 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

$$f \text{ min.} = 2.32 \times 0.78 = 1.81 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

C) CONCLUSIONES

La única condición que no se satisface en las verificaciones, es el deslizamiento para el Grupo II, esto indica que el estribo, para evitar esta falla requiere más peso, salvo que se calcule un diente para contrarrestarla.

IV.C.21 Estribo + Relleno + Superestructura + Carga Viva

Para el análisis de esta condición de carga se harán las mismas asunciones hechas anteriormente en el cálculo de la cortina principal.

A) GRUPO I: CM + CV + I + FC + E ; Esfuerzos 100%

Longitudinal:

$$\begin{aligned} M_e &= M_{gl} + M_{ps} + M_{vi} = 1267.19 + 85.64 + 140.44 \\ &= 1493.44 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v &= M_{gl} + M_{cl} = 309.71 + 11.20 \\ &= 320.91 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_t &= W_{gl} + W_{ps} + W_{vi} = 70.91 + 7.75 + 12.71 \\ &= 91.37 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= E_a + F_{cl} = 23.41 + 0.29 \\ &= 23.70 \text{ Kips} \end{aligned}$$

Verificaciones:

$$1) \frac{M_e}{M_v} = \frac{1493.27}{320.91} = 4.65 ; \text{ bien}$$

$$2) \frac{F}{E} = \frac{0.5 \times 91.37}{23.70} = 1.93 ; \text{ bien}$$

$$3) \alpha = \frac{1493.27 - 320.91}{91.37} = 12.83 \text{ pies ; bien}$$

$$e = 13.53 - 12.83 = 0.70 \text{ pies}$$

$$f = 3.38 (1 \pm 0.16)$$

Ver fig. No. 31.

$$f \text{ máx.} = 3.38 \times 1.16 = 3.92 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

$$f \text{ mín.} = 3.38 \times 0.84 = 2.84 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

TRANSVERSAL:

La fuerza centrífuga, con su componente transversal, produce un momento que incrementa y reduce los esfuerzos en el suelo en los extremos del cimiento, por tal motivo, se verificará el incremento para ver si no se excede el valor soporte del suelo.

$$\text{Incremento} = \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

Tomando en cuenta todo el estribo se tiene:

$$M = 11.59 \times 29.52 = 342.14 \text{ Kips-pie}$$

$$c = \frac{29.52}{2} = 14.76 \text{ pies}$$

$$I = \frac{b \cdot d^2}{12} = \frac{27.06 \times 29.52^2}{12} = 58009 \text{ pies}^4$$

$$f = \frac{342.14 \times 14.76}{58009} = 0.09 \text{ Kips/pie}^2$$

Verificando los valores en los extremos del cimiento se tiene:

Ver figura No. 32.

$$f \text{ máx.} : f_1 = 3.92 + 0.09 = 4.01 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f_3 = 3.92 - 0.09 = 3.83 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f \text{ mín.} : f_2 = 2.84 + 0.09 = 2.93 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f_4 = 2.84 - 0.09 = 2.75 \text{ Kips/pie}^2$$

B) GRUPO II.A : Grupo I + TQ + K ; Esfuerzos 125%

Longitudinal:

$$M_e = 1/1.25 (M_{gl}) = \frac{1493.27}{1.25}$$

$$= 1194.62 \text{ Kips-pie}$$

$$M_v = 1/1.25 (M_{gl} + M_{te} + M_{tr} + M_{ts} + M_{tv} + M_{kl})$$

$$= 1/1.25 (320.91 + 14.54 + 24.78 + 16.90 + 18.26 + 7.50)$$

$$= 322.31 \text{ Kips/pie}$$

$$W_t = 1/1.25 (M_{gl}) = \frac{91.37}{1.25}$$

$$= 73.10 \text{ Kips}$$

$$E = 1/1.25 (E_{gl} + W_{te} + E_{tr} + T_s + T_v + F_{kl})$$

$$= 1/1.25 (23.70 + 1.76 + 1.87 + 0.62 + 0.67 + 0.23)$$

$$= 23.08 \text{ Kips}$$

Verificaciones:

$$1) \frac{M_e}{M_v} = \frac{1194.62}{322.31} = 3.71 ; \text{ bien}$$

$$2) \frac{F}{E} = \frac{0.5 \times 73.10}{23.08} = 1.58 ; \text{ bien}$$

$$3) \alpha = \frac{1194.62 - 322.31}{73.10} = 1.94 \text{ pies} ; \text{ bien}$$

$$e = 13.52 - 11.94 = 1.59 \text{ pies}$$

$$f = 2.70 (1 \pm 0.35)$$

Ver fig. No. 31.

$$f \text{ máx.} = 2.70 \times 1.35 = 3.63 \text{ lbs./pie}^2 ; \text{ bien}$$

$$f \text{ mín.} = 2.70 \times 0.65 = 1.78 \text{ lbs./pie}^2 ; \text{ bien}$$

Transversal:

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{29.52}{1.25} (M_{ct} + M_{te} + M_{ts} + M_{tv} + M_{kt}) \\
 &= \frac{29.52}{1.25} (1.59 + 14.54 + 16.90 + 18.26 + 7.83) \\
 &= 1632.33 \text{ Kips-pie}
 \end{aligned}$$

$$c = 14.76 \text{ pies}$$

$$I = 58009 \text{ pies}^4$$

$$f = \pm \frac{1632.33 \times 14.76}{58009} = \pm 0.41 \text{ Kips/pie}^2$$

En los extremos del cimiento se tiene: (Ver fig. No. 32)

$$f \text{ máx. : } f_1 = 3.63 + 0.41 = 4.04 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f_3 = 3.63 - 0.41 = 3.22 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f \text{ mín. : } f_2 = 1.78 + 0.41 = 2.19 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f_4 = 1.78 - 0.41 = 1.37 \text{ Kips/pie}^2$$

C) GRUPO II.B : Grupo I + TR + K ; Esfuerzos 125%

El análisis del Grupo II.B es similar al del Grupo II.A.

Efectuando las operaciones respectivas, se puede comprobar que la estabilidad del estribo es satisfactoria. Calculando los valores de la presión en el suelo, se obtienen los siguientes resultados.

$$f \text{ máx. : } f_1 = 3.51 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f_3 = 3.07 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f \text{ mín. : } f_2 = 2.33 \text{ Kips/pie}^2$$

$$f_4 = 1.89 \text{ Kips/pie}^2$$

D) CONCLUSIONES

Las condiciones de carga de este análisis satisfacen los requerimientos de estabilidad del Estribo; sin embargo, en algunos casos se excede el valor del soporte del suelo, pero en ninguno se llega a sobrepasar el 2% de error tolerable.

IV.C.22 Resumen de Presiones Totales

Para clarificar la condición del cimiento se hará un resumen de las presiones totales sobre él, mostradas en las figuras No. 31 y No. 32.

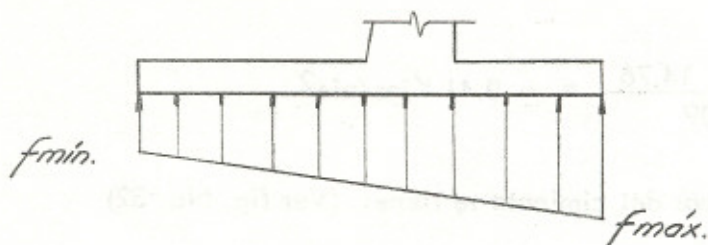


Fig. No. 31

Diagrama de Presiones Totales.
Longitudinal.

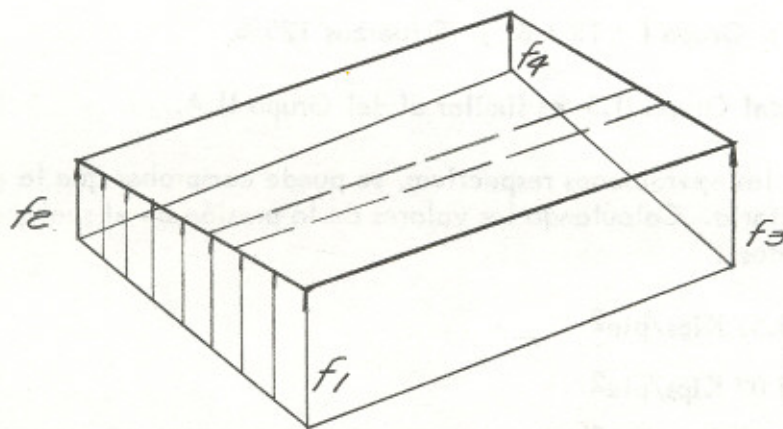


Fig. No. 32

Diagrama de Presiones Totales.
Longitudinal y Transversal

A) ESTRIBO + RELLENO (Ver fig. No. 31)

- | | | | | |
|-------------|---|--------|---|----------------------------|
| 1) Grupo I | : | f máx. | = | 2.65 Kips/pie ² |
| | : | f mín. | = | 2.59 Kips/pie ² |
| 2) Grupo II | : | f máx. | = | 2.37 Kips/pie ² |
| | : | f mín. | = | 1.83 Kips/pie ² |

B) ESTRIBO + RELLENO + SUPERESTRUCTURA (Ver fig. No. 31)

- | | | | | |
|-------------|---|--------|---|----------------------------|
| 1) Grupo I | : | f máx. | = | 3.08 Kips/pie ² |
| | : | f mín. | = | 2.74 Kips/pie ² |
| 2) Grupo II | : | f máx. | = | 2.83 Kips/pie ² |
| | : | f mín. | = | 1.81 Kips/pie ² |

C) ESTRIBO + RELLENO + SUPERESTRUCTURA + CARGA VIVA (Ver fig. No. 32)

- | | | | | |
|---------------|---|----------------|---|----------------------------|
| 1) Grupo I | : | f ₁ | = | 4.01 Kips/pie ² |
| | | f ₂ | = | 2.93 Kips/pie ² |
| | | f ₃ | = | 3.83 Kips/pie ² |
| | | f ₄ | = | 2.75 Kips/pie ² |
| 2) Grupo II.A | : | f ₁ | = | 4.04 Kips/pie ² |
| | | f ₂ | = | 2.19 Kips/pie ² |
| | | f ₃ | = | 3.22 Kips/pie ² |
| | | f ₄ | = | 1.37 Kips/pie ² |
| 3) Grupo II.B | : | f ₁ | = | 3.51 Kips/pie ² |
| | | f ₂ | = | 2.33 Kips/pie ² |
| | | f ₃ | = | 3.07 Kips/pie ² |
| | | f ₄ | = | 1.89 Kips/pie ² |

IV.C.23 Diagramas de Presiones Netas

Para entrar al cálculo del refuerzo que irá en el cimiento, es necesario obtener los diagramas de presiones netas en él. Estos diagramas son obtenidos mediante la diferencia de cargas que actúan en el cimiento según la Fig. No. 33, así:

Sobre el Talón actúan hacia abajo, el peso del relleno estructural detrás de la cortina más el peso propio del cimiento y, hacia arriba, la reacción producida por el diagrama de presiones totales.

Sobre el Dedo actúan hacia abajo el peso de la tierra, estimado para una altura de 5 pies más el peso propio del cimiento y, hacia arriba, la reacción producida por el diagrama de presiones totales.

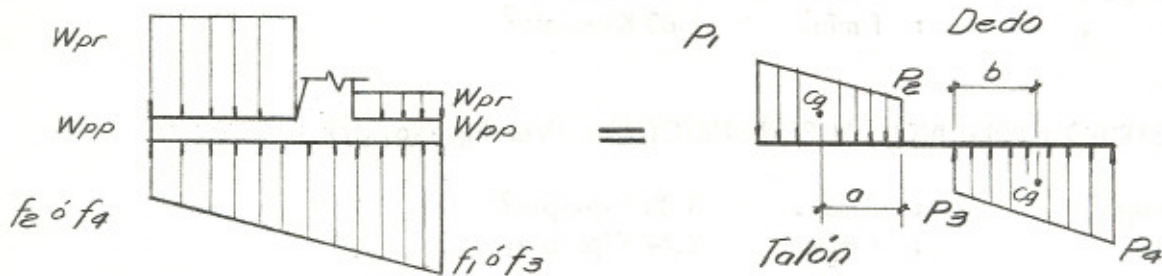


Fig. No. 33

Diagramas de Presiones Netas.

En las cargas que actúan hacia abajo es necesario hacer la reducción correspondiente cuando se esté trabajando con los Grupos de carga que tienen esfuerzos permisibles del 125%, ya que dichos pesos se encuentran al 100% de esfuerzos. El cálculo de los diagramas de presiones netas para cada grupo de cargas se efectúa de manera similar a como se hizo en IV.C.19; siendo los resultados obtenidos para las cuatro esquinas del cimiento los siguientes:

A) ESTRIBO + RELLENO

- | | | |
|-------------|---|---------------------------------|
| 1) Grupo I | : | $P_1 = 1.93 \text{ Kips/pie}^2$ |
| | | $P_2 = 1.90 \text{ Kips/pie}^2$ |
| | | $P_3 = 1.64 \text{ Kips/pie}^2$ |
| | | $P_4 = 1.66 \text{ Kips/pie}^2$ |
| 2) Grupo II | : | $P_1 = 1.78 \text{ Kips/pie}^2$ |
| | | $P_2 = 1.53 \text{ Kips/pie}^2$ |
| | | $P_3 = 1.27 \text{ Kips/pie}^2$ |
| | | $P_4 = 1.58 \text{ Kips/pie}^2$ |

B) ESTRIBO + RELLENO + SUPERESTRUCTURA

$$\begin{aligned}
 1) \text{ Grupo I} & : P_1 = 1.78 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_2 = 1.62 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_3 = 1.96 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_4 = 2.09 \text{ Kips/pie}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) \text{ Grupo II} & : P_1 = 1.80 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_2 = 1.32 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_3 = 1.65 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_4 = 2.04 \text{ Kips/pie}^2
 \end{aligned}$$

C) ESTRIBO + RELLENO + SUPERESTRUCTURA + CARGA VIVA

1) Grupo I

$$\begin{aligned}
 \text{Máximo} & : P_1 = 1.59 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_2 = 1.09 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_3 = 2.61 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_4 = 3.02 \text{ Kips/pie}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mínimo} & : P_1 = 1.77 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_2 = 1.27 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_3 = 2.43 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_4 = 2.84 \text{ Kips/pie}^2
 \end{aligned}$$

2) Grupo II.A

$$\begin{aligned}
 \text{Máximo} & : P_1 = 1.42 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_2 = 0.56 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_3 = 2.54 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_4 = 3.25 \text{ Kips/pie}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mínimo} & : P_1 = 2.24 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_2 = 1.38 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_3 = 1.72 \text{ Kips/pie}^2 \\
 & P_4 = 2.43 \text{ Kips/pie}^2
 \end{aligned}$$

3) Grupo II.B

$$\begin{aligned} \text{Máximo} & : P_1 = 1.28 \text{ Kips/pie}^2 \\ & P_2 = 0.73 \text{ Kips/pie}^2 \\ & P_3 = 2.27 \text{ Kips/pie}^2 \\ & P_4 = 2.73 \text{ Kips/pie}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mínimo} & : P_1 = 1.72 \text{ Kips/pie}^2 \\ & P_2 = 1.17 \text{ Kips/pie}^2 \\ & P_3 = 1.83 \text{ Kips/pie}^2 \\ & P_4 = 2.28 \text{ Kips/pie}^2 \end{aligned}$$

IV.C.24 Cálculo de momento y corte producido por los Diagramas de Presiones Netas

Con los diagramas de las presiones netas se calcularán los valores del momento y corte en el Talón y en el Dedo. Según la figura No. 33, el momento tanto en el talón como en el dedo, se calcula al rostro de la base de la cortina, siendo su valor igual a:

$$\text{Talón y Dedo: } M = \text{área} \cdot \text{brazo}$$

El Corte se calcula al rostro de la cortina, para el talón y, a una distancia igual a "d" del rostro de la misma, para el dedo. En ambos casos se tiene:

$$V = \text{área}$$

En el cuadro No. 10 se muestran todos los resultados obtenidos de aplicar las fórmulas de momento y corte anteriores, para los distintos grupos de carga.

A) CUADRO No. 10: RESUMEN

GRUPO		TALON		DEDO		
		M (Kips-pie)	V (Kips)	M (Kips-pie)	V (Kips)	
E + R	I	152.88	24.23 *	88.39	13.33	
	II	135.10	20.95	80.72	12.53	
E + R	I	137.49	21.45	109.41	16.70	
+ S	II	130.59	19.69	102.11	16.06	
E + R	I	Máx.	113.34	16.91	154.14	23.93
		Mín.	127.67	19.18	144.52	22.40
+ S	II.A	Máx.	90.24	12.49	161.09 *	25.45 *
		Mín.	155.54 *	22.84	117.25	18.87
+CV	II.B	Máx.	87.33	12.62	137.39	21.44
		Mín.	122.36	18.17	113.87	17.91

IV.C.25 Cálculo del Refuerzo en el Talón

El diagrama de presiones netas en el talón es hacia abajo, por lo que el refuerzo irá en la parte superior del cimiento.

Del cuadro No. 10 se toman los valores máximos de momento y corte, para el cálculo.

$$M = 155.54 \text{ Kips-pie}$$

$$V = 24.23 \text{ Kips}$$

Asumiendo barras de refuerzos principal No. 11 y un recubrimiento libre de 3 plg.

$$d_t = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{155540 \times 12}{208 \times 12}} = 27.34 \text{ plg.}$$

$$d_r = 31.44 - 3 - 0.71 = 27.73 \text{ plg. ; bien}$$

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{155.54}{1.29 \times 27.73} = 4.35 \text{ plg}^2$$

Usar manojos de 2 barras No. 11 a cada 8 plg. (20 cm.)

La distribución del refuerzo principal se hará planteando la curva teórica de refuerzo según la figura No. 34. Para plotear dicha curva fue necesario calcular el refuerzo en diferentes puntos, tal como se muestra en la figura.

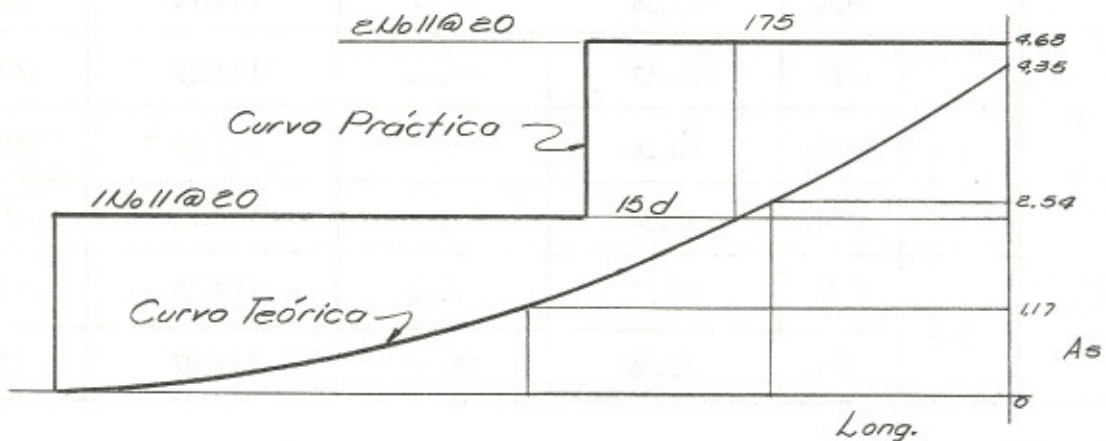


Fig. No. 34

Curva del Refuerzo Principal.

Como refuerzo secundario o de distribución, se usará un 40% del refuerzo principal:

$$A_{sd} = 0.40 \times 4.68 = 1.87 \text{ plg}^2$$

Usar barras No. 10 a cada 8 plg. (20 cm.)

Para la distribución final del refuerzo ver el plano respectivo.

Verificación de Corte y Adherencia.

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{24230}{12 \times 0.87 \times 27.73} = 84 \text{ lbs./plg}^2 ; \text{ bien}$$

$$u = \frac{V}{E_o \cdot j \cdot d} = \frac{24230}{13.3 \times 0.87 \times 27.73} = 75 \text{ lbs./plg}^2 ; \text{ bien}$$

IV.C.26 Cálculo del Refuerzo en el Dedo

El diagrama de presiones netas en el dedo es hacia arriba, por lo que el refuerzo principal va en la cara inferior del cimientó y por lo tanto, opuesto al refuerzo del talón. Del cuadro No. 10 se toman los siguientes valores.

$$M = 161.09 \text{ Kips-pie}$$

$$V = 25.45 \text{ Kips}$$

El valor del corte es un poco alto, por lo que en la parte del empotramiento del dedo se aumentará el peralte total en 4.50 plg., disminuyéndose en 2.62 pies de longitud; distancia a la cual, el peralte original ya es suficiente para absorber el corte dado. (El peso propio de esta cuña se ha despreciado por ser mínimo comparado con el peso propio total).

Asumiendo como refuerzo principal barras No. 11, se tiene:

$$d_r = 31.44 + 4.50 - 3 - 0.71 = 32.33 \text{ plg.}$$

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{161.09}{1.29 \times 32.23} = 3.88 \text{ plg}^2$$

Usar barras No. 11 a cada 4.50 plg. (11 cm.)

Como refuerzo secundario se tomará un 40% del refuerzo principal usando barras No. 8 a cada 5.5 plg. (14 cm.). La distribución se calculó en forma similar a la del talón y puede observarse en el plano respectivo.

IV.C.27 Cálculo del diente

En los casos en que la estructura falla por deslizamiento, puede tomarse en cuenta la acción de la presión pasiva del relleno, pero considerando que en un momento dado puede no existir relleno suficiente para producirla, se omitirá dicha acción y se calculará un diente para que absorba parte del empuje deslizante por compresión.

El diente se situará a 5 pies del extremo del dedo por ser esta una zona de máxima presión total, lo que repercute en un diente más pequeño. El diente para su diseño se considera empotrado en el cimiento y trabaja bajo la acción de una presión pasiva.

En el diseño del estribo se supuso un equivalente líquido activo de 35 lbs./pie³ que corresponde a un equivalente líquido pasivo según la teoría de Rankine a 410 lbs./pie³. La presión unitaria (q) actuante sobre el diente será: (Puede verse la Fig. No. 41)

$$q = \frac{P_x \cdot W_p}{w}$$

donde: q = presión horizontal uniforme sobre el diente.

P_x = presión unitaria del diagrama de presiones totales a una distancia de 5 pies en este caso del extremo del dedo.

W_p = equivalente líquido pasivo.

w = peso unitario del relleno.

El diente se diseñará para el Grupo II, de la condición estribo + relleno + superestructura, tomando en cuenta que bajo esta condición de carga el estribo estará la mayor parte de su vida, mientras que en la condición de estribo + relleno (Grupo II), (en la cual también falla por deslizamiento) sólo estará un tiempo relativamente corto, o sea, durante la construcción del mismo.

A) Longitud del diente:

Para la condición de carga mencionada se tiene:

$$\begin{aligned} P_x &= 2640 \text{ lbs./pie}^2 \\ W_p &= 410 \text{ lbs./pie}^3 \\ w &= 120 \text{ lbs./pie}^3 \end{aligned}$$

$$q = \frac{2640 \times 410}{120} = 9020 \text{ lbs./pie}^2$$

El valor de la carga total sobre el diente será:

$$Q = q \cdot L = 9020 L$$

La relación de seguridad contra el deslizamiento queda:

$$\frac{F + Q}{E} \geq 1.50$$

de donde la longitud del diente será:

$$L = \frac{1.50 E - F}{q}$$

donde: E = valor del empuje = 22.13 Kips

F = un medio del peso equivalente. (Area del diagrama de presiones totales comprendida desde el diente hasta el extremo del talón.

F = 24.60 Kips.

$$L = \frac{1.50 \times 22.13 - 24.60}{9.020} = 0.95 \text{ pies}$$

Usar L = 1.00 pie = 12 plg (30 cm.)

La altura del diente produce un plano de falla que queda dentro de los 5 pies que hay entre este y el extremo del dedo, es decir, el diente está bien localizado.

B) REFUERZO DEL DIENTE

Por la acción de la carga q el diente estará sometido a los siguientes esfuerzos.

$$M = \frac{q \cdot L^2}{2} = \frac{9020 \times 12}{2} = 4510 \text{ lbs-pie}$$

$$V = q \cdot L = 9020 \times 1 = 9020 \text{ lbs.}$$

$$d_t = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{4510 \times 12}{208 \times 12}} = 4.66 \text{ plg.}$$

Usando un peralte total de 13.78 plg. (35 cm.) y como refuerzo barras No. 4:

$$d_r = 13.78 - 3 - 0.25 = 10.28 \text{ plg. ; bien}$$

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{4.51}{1.29 \times 10.28} = 0.34 \text{ plg}^2$$

Usar barras No. 4 a cada 6.5 plg. (16 cm.)

Como refuerzo de distribución usar una barra No. 4 en el extremo.

Verificaciones de Corte y Adherencia:

$$v = \frac{V}{a \cdot j \cdot d} = \frac{9020}{1.29 \times 0.87 \times 10.28} = 84 \text{ lbs./plg}^2 ; \text{ bien}$$

$$u = \frac{V}{E_o \cdot j \cdot d} = \frac{9020}{2.9 \times 0.87 \times 10.28} = 348 \text{ lbs./plg}^2 ; \text{ bien}$$

IV.C.28 Verificación Final del Cimiento

Cuando se ha terminado la construcción del estribo y aún se encuentra sin relleno, el cimiento prácticamente está funcionando como si fuera una pared de carga. Debido a esta condición se invierten los esfuerzos en el talón, por lo que hay que verificar si es necesario o no poner refuerzo. Generalmente, con prolongar un tercio del refuerzo del dedo hacia el talón se soluciona este problema, sin entrar en mayores detalles.

A) GRUPOS DE CARGA

La condición de estribo aislado se verificará para los grupos I y II, tomando los valores directamente de IV.C.17, se tiene:

Grupo I: CM ; Esfuerzo 100%

$$M_e = M_{pp} = 279.84 \text{ Kips-pie}$$

$$W = W_{pp} = 22.08 \text{ Kips}$$

Las verificaciones que se llevan a cabo en el cimiento, por el efecto que producen las cargas anteriores, son similares a las hechas en el diseño del cimiento en los párrafos anteriores, por lo que se omitirá un nuevo cálculo y se dará el valor del momento en el talón

$$M_l = 29.46 \text{ Kips-pie}$$

Grupo II: CM + TQ ; Esfuerzo 125%

$$M_e = \frac{M_{pp}}{1.25} = \frac{279.84}{1.25} = 223.87 \text{ Kips-pie}$$

$$M_v = \frac{M_{te}}{1.25} = \frac{14.54}{1.25} = 11.63 \text{ Kips-pie}$$

$$W = \frac{W_{pp}}{1.25} = \frac{22.08}{1.25} = 17.66 \text{ Kips}$$

Las cargas de este grupo producen un momento en el talón de:

$$M_2 = 14.60 \text{ Kips-pie}$$

El Grupo I da el valor crítico de momento (29.46 Kips-pie) y, calculando el área de refuerzo para este momento, resulta que es menor que si se prolonga $1/3$ del área del refuerzo del dedo. Por lo tanto, como refuerzo en la cama inferior del talón, se usará un cuarto del refuerzo del dedo (prolongar una de cada cuatro barras). Ver el plano respectivo.

CAPITULO V

V. MUROS DE RETENCION

Para detener todo el talud de corte, se proveerán muros de retención de altura variable, colocados en el tramo del puente del ferrocarril y la 15 Av. de la zona 1.

Para conservar la arquitectura del puente, el rostro de la cara expuesta de los muros seguirá el plano que forma la cara del muro de los estribos y, su altura llegará hasta la horizontal que coincide con la superficie de la acera del puente.

Por las condiciones físicas en el tramo de los muros, éstos tendrán diferentes alturas, que variarán desde 9.00 m. como máximo hasta 2.00 m. como mínimo. Por facilidad se calcularán con diferencias de un metro, teniéndose así una variación lógica de la altura de los mismos, que baja notablemente el costo de la obra.

V.A. VALOR SOPORTE DEL SUELO

Las condiciones del suelo son similares a las descritas en IV.A., con la variante que como la rasante va ascendiendo hacia la 15 Av., las capas del suelo (estratos) van también variando a unas más superficiales, que tienen un valor soporte menor que las capas más profundas.

Las variaciones del valor soporte del suelo de acuerdo a la profundidad de cimentación y a la altura de los muros, será la siguiente:

Altura de Muros metros	Valor Soporte	
	Kips/pie ²	Ton./m ²
9	4	19.52
8	4	19.52
7	4	19.52
6	3	14.64
5	3	14.64
4	2	9.76
3	2	9.76
2	2	9.76

V.B. ALTERNATIVAS

Teóricamente existen tres tipos de muros de retención:

- 1) Muros de Gravedad
- 2) Muros de Voladizo
- 3) Muros con Contráfuerres

De los tres tipos mencionados se pueden obtener tantas variantes como restricciones impone un determinado proyecto. El uso de uno u otro tipo de muros se ha determinado en base a la experiencia y prácticamente está en función de la altura, pero de acuerdo a las condiciones de construcción el ingeniero calculista puede decidir que tipo de muro va a usar.

Analizando las condiciones de cada tipo de muro, se determinó que el más indicado para este proyecto era el muro en voladizo. Este tipo de muro se recomienda para una altura máxima de 8 m. y una mínima de 3 m. pero para tener una condición uniforme se llevarán hasta las dimensiones mencionadas anteriormente.

V.C. CALCULO DE MUROS EN VOLADIZO

En el cálculo de los muros se seguirá la Teoría de Rankine, asumiendo un equivalente líquido de 30 lbs./pie² (mínimo recomendado por la AASHO) y para un talud de relleno horizontal.

La razón por la que se usa un equivalente líquido menor que el empleado en el diseño del muro del estribo, es porque el relleno en éste, está catalogado como estructural, mientras que el relleno de los muros puede ser de material con especificaciones menores.

Debido a que el cálculo de todos los muros es similar, en este trabajo se limitará únicamente a calcular el muro de 9 m. y presentar el juego completo de planos de todos los demás.

V.C.1. Cálculo del Muro de 9 Metros

Se analizará una faja de un pie de longitud, pero los muros tendrán una longitud total de 10.00 metros. De acuerdo a las especificaciones se dejará entre muros una junta de expansión tal y como se muestra en los planos respectivos.

Datos:

W_a	=	30 lbs./pie ³	=	Equivalente líquido activo
W_p	=	400 lbs./pie ³	=	Equivalente líquido pasivo
w	=	110 lbs./pie ³	=	Peso del relleno
CV	=	HS15 : H = 2 pies	=	Carga Viva

$V_s = 4 \text{ Kips/pie}^2$ = Valor Soporte del suelo
 Talud = Horizontal

La geometría del muro será la indicada en la Fig. No. 35.

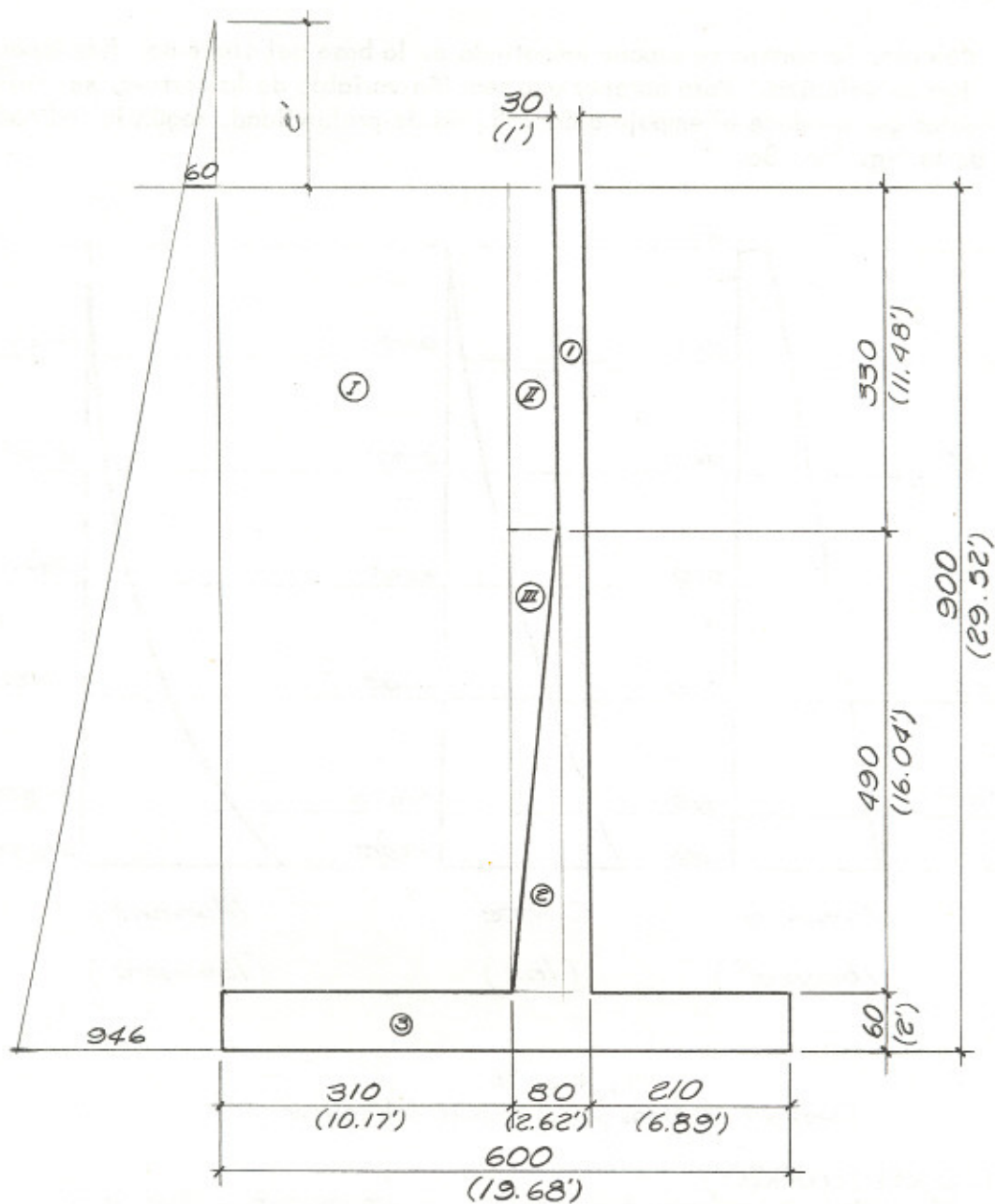


Fig. No. 35
 Geometría. Sección del Muro

V.C.2 Cálculo de la Cortina

Por mayor facilidad de construcción, la cortina tiene un espesor de 1 pie (30 cms) en el extremo superior, pero conforme la altura va aumentando, el espesor del muro aumenta también, según lo mande el valor del corte y momento producido por la fuerza de empuje del relleno.

Para su cálculo, la cortina se supone empotrada en la base del cimiento, funcionando como una viga en voladizo. Para obtener una sección variable de la cortina, se calcularán los efectos que produce el empuje a cada 5 pies de profundidad, según lo indican los esquemas de la Fig. No. 36.

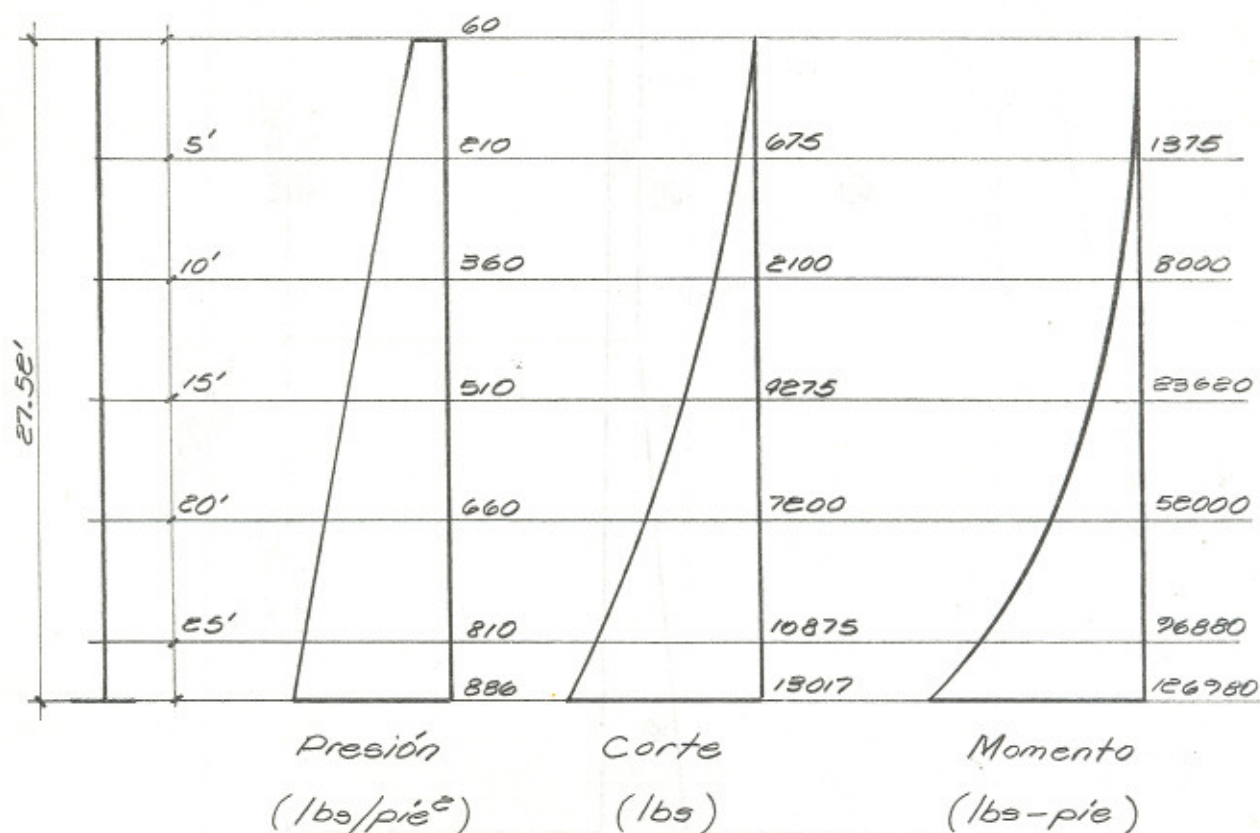


Fig. No. 36
Efectos Producidos por el Empuje del Relleno

A) CALCULO DEL REFUERZO

Basándose en la geometría de la cortina y tomando en cuenta los valores de la Fig. No. 36, se calculará el refuerzo principal en los diferentes puntos, suponiendo como refuerzo barras No. 10. El refuerzo se calculó en la forma acostumbrada y los resultados

se encuentran en los esquemas de la Fig. No. 37

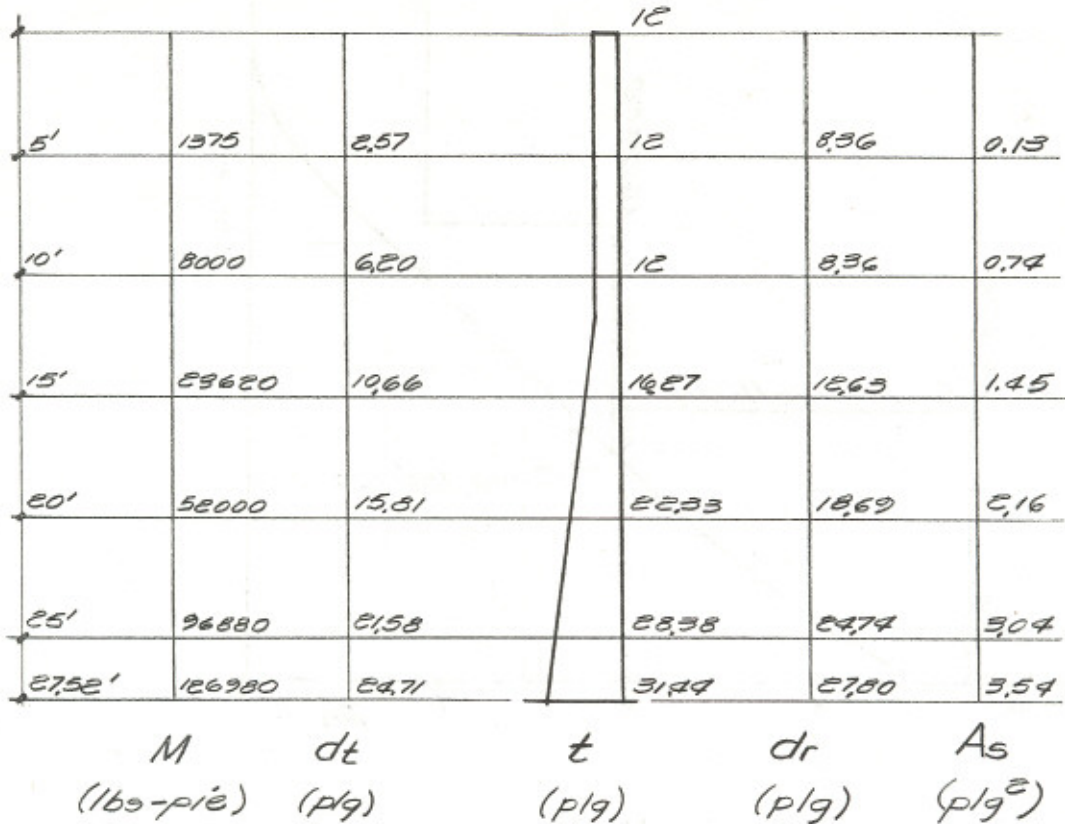


Fig. No. 37
Refuerzo Principal

Con las cantidades de refuerzo necesario en los diferentes puntos de la cortina según la altura, se ploteará la curva teórica y práctica del mismo para disponer una distribución adecuada, tal y como lo muestra la Fig. No. 38.

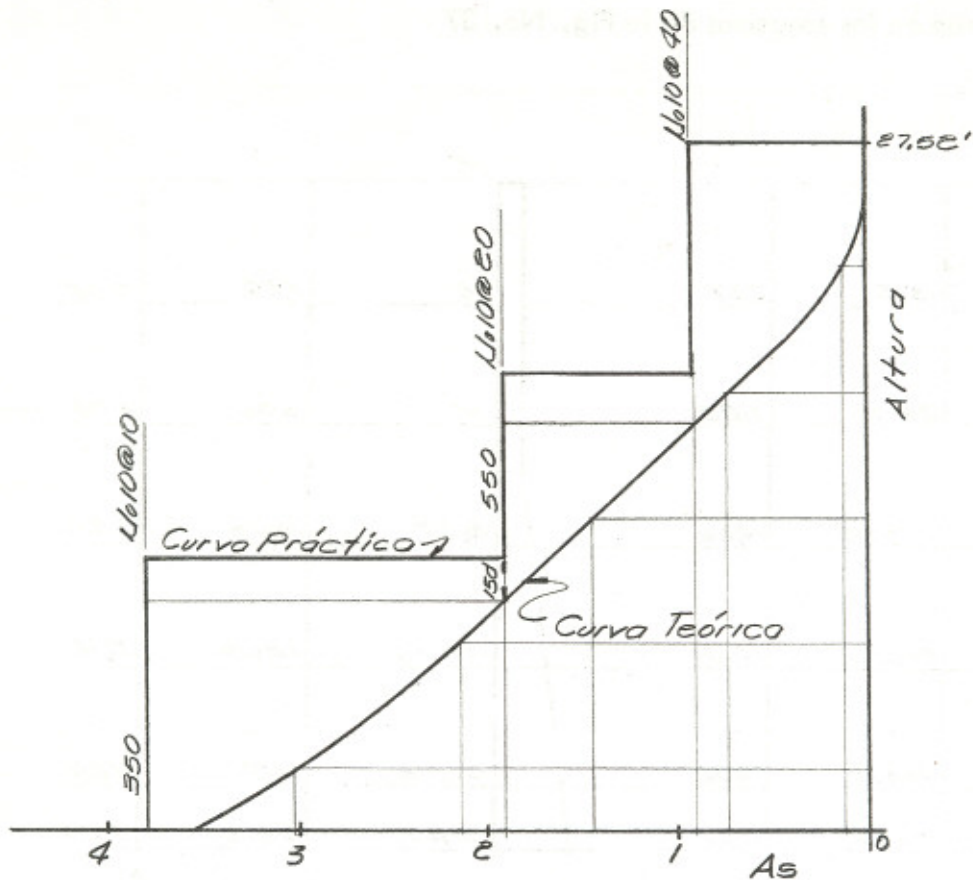


Fig. No. 38
Distribución del Refuerzo Principal

Para determinar el refuerzo de distribución se seguirá el mismo criterio usado en el cálculo del estribo y , de acuerdo a la distribución del refuerzo principal se obtiene:

$$As_d = 0.002 b \cdot t - 0.125$$

$$As_{d1} = 0.002 \times 12 \times 31.44 - 0.125 = 0.63 \text{ plg}^2: \text{ No. 5 a cada 5.5 plg.}$$

$$As_{d2} = 0.002 \times 12 \times 20.40 - 0.125 = 0.36 \text{ plg}^2: \text{ No. 5 a cada 10 plg.}$$

$$As_{d3} = 0.002 \times 12 \times 12.00 - 0.125 = 0.16 \text{ plg}^2: \text{ No. 5 a cada 18 plg.}$$

Como refuerzo de temperatura se usará el especificado por la AASHO e irá en la cara opuesta a la del refuerzo principal:

$$As_t = 0.125 \text{ plg}^2: \text{ Usar No. 4 a cada 18 plg. en ambos sentidos.}$$

Verificación de Corte y Adherencia:

Esta verificación se hará en la base de la cortina, por ser el punto sometido a ma-

yores esfuerzos.

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{13017}{12 \times 0.87 \times 27.80} = 45 \text{ lbs./plg}^2 ; \text{ bien.}$$

$$u = \frac{V}{E_o \cdot j \cdot d} = \frac{13017}{12.0 \times 0.87 \times 27.80} = 45 \text{ lbs./plg}^2 ; \text{ bien}$$

V.C.3. Cálculo del Cimiento

La función primordial del cimiento es transmitir el empuje de tierra horizontal y las cargas verticales, al terreno de soporte, por medio de un diagrama de presiones vertical, cumpliendo con las condiciones de estabilidad correspondientes. Para dimensionar el cimiento de un muro en voladizo se tienen las siguientes recomendaciones:

Longitud total	=	0.4 a 0.6 de la altura del muro
Longitud del dedo	=	1/3 de la longitud del cimiento
Altura del cimiento	=	1/10 a 1/12 de la altura del muro

Claro está que las recomendaciones anteriores sólo son una guía para dimensionar el cimiento y, las verdaderas dimensiones son aquellas que cumplen con los requisitos de estabilidad. Además pueden estar regidas por limitaciones físicas de la construcción.

Las dimensiones adoptadas pueden verse en la Fig. No. 35.

A) GRUPO DE CARGAS:

La estabilidad del muro se verificará para dos grupos de carga según AASHO 1.2.22.

Grupo I	:	CM	;	Esfuerzo 100 %
Grupo VII	:	CM + TQ	;	Esfuerzo 133 %

B) CALCULO DE LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS

Por facilidad se calcularán separadamente todas las cargas que intervienen en los - grupos de carga.

- 1) Momento Estable Producido por el Peso Propio del Muro:
Ver Fig. No. 35

Sección	Peso (Kips)	Brazo (pies)	Momento (Kips-pie)
1	4.13	7.39	30.52
2	1.95	8.43	16.44
3	5.90	9.84	58.06
SUMA	$W_{pp} = 11.98$	---	$M_{pp} = 105.02$

- 2) Momento Estable Producido por el Peso del Relleno:

Sección	Peso (Kips)	Brazo (pies)	Momento (Kips-pie)
I	30.79	14.59	440.23
II	3.31	8.70	28.80
III	1.43	8.97	12.83
SUMA	$W_{pr} = 35.53$	---	$M_{pr} = 490.86$

- 3) Fuerza de Empuje (E):

$$E = \frac{60 + 946}{2} \times 29.52 = 14.85 \text{ Kips}$$

- 4) Momento de Volteo Producido por el Empuje:

$$M_{ve} = E \cdot 10.04 = 14.85 \times 10.04 = 154.82 \text{ Kips-pie}$$

- 5) Momento de Volteo Producido por Temblor en el Muro:

Sección	8% Peso (Kips)	Brazo (pies)	Momento (Kips-pie)
1	0.33	15.76	5.20
2	0.16	7.35	1.18
3	0.47	1.00	0.47
SUMA	$W_{tm} = 0.96$	----	$M_{tm} = 6.85$

6) Momento de Volteo por Temblor en el Relleno:

$$E_t = 0.08 E = 1.19 \text{ Kips}$$

$$M_{tr} = 0.08 M_{ve} = 0.08 \times 154.82 = 12.38 \text{ Kips-pie}$$

V.C.4 Estabilidad del Muro

La estabilidad del muro se hará de acuerdo a los grupos de carga descritos y, como factor de seguridad, la relación de 1 : 1.5

A) GRUPO I : CM ; Esfuerzo 100%

$$\begin{aligned} M_e &= M_{pp} + M_{pr} = 105.02 + 490.86 \\ &= 595.88 \text{ kps-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v &= M_{ve} \\ &= 154.82 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$W = W_{pp} + W_{pr} = 11.98 + 35.53 = 47.51 \text{ Kips}$$

$$E = 14.85 \text{ Kips}$$

Verificaciones:

$$1) \quad \frac{M_e}{M_v} = \frac{595.88}{154.82} = 3.84 ; \text{ bien}$$

$$2) \quad \frac{F}{E} = \frac{0.5 W}{E} = \frac{0.5 \times 47.51}{14.85} = 1.60 ; \text{ bien}$$

$$3) \quad a = \frac{M_e - M_v}{W} = \frac{595.88 - 154.82}{47.51} = 9.28 \text{ pies}$$

La resultante si cae dentro del tercio medio.

$$e = \frac{L}{2} - 9.28 = 9.84 - 9.28 = 0.56 \text{ pies}$$

La presión sobre el suelo será: (Ver Fig. No. 31)

$$\begin{aligned} f &= \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) = \frac{47.51}{19.68} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.56}{19.58} \right) \\ &= 2.41 \left(1 \pm 0.17 \right) \end{aligned}$$

$$f \text{ máx.} = 2.41 \times 1.17 = 2.82 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

$$f \text{ mín.} = 2.41 \times 0.83 = 2.00 \text{ Kps/pie}^2 ; \text{ bien}$$

B) GRUPO VII: C + TQ ; Esfuerzos 133%

$$\begin{aligned} M_e &= 1/1.33 (M_{g1}) = 1/1.33 (595.88) \\ &= 448.03 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v &= 1/1.33 (M_{ve} + M_{tm} + M_{tr}) \\ &= 1/1.33 (154.82 + 6.85 + 12.35) \\ &= 130.86 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= 1/1.33 (M_{g1}) = 1/1.33 (47.51) \\ &= 35.72 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= 1/1.33 (E + W_{tm} + E_t) \\ &= 1/1.33 (14.85 + 0.96 + 1.19) \\ &= 12.78 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

Verificaciones:

$$1) \frac{M_e}{M_v} = \frac{448.03}{130.86} = 3.42 ; \text{ bien}$$

$$2) \frac{F}{E} = \frac{0.5 \times 35.72}{12.78} = 1.39 ; \text{ no}$$

$$3) \alpha = \frac{448.03 - 130.86}{35.72} = 8.88 \text{ pies ; bien}$$

La presión del suelo será (Ver Fig. No. 31)

$$f = 1.82 (1 \pm 0.29)$$

$$f \text{ Máx.} = 1.82 \times 1.29 = 2.35 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

$$f \text{ mín.} = 1.82 \times 0.71 = 1.29 \text{ Kips/pie}^2 ; \text{ bien}$$

C) CONCLUSIONES

Puede verse que en ambos grupos la presión sobre el suelo es un poco baja, comparándola con la permitida (4 Kips/pie²); el esfuerzo máximo de trabajo es aproximadamente un 70 %. Las dimensiones del cimiento no se variarán porque aumentaría notablemente la falla por deslizamiento a causa de la falta de peso. Para aliviar la falla por deslizamiento producida por el segundo grupo de cargas, se calculará un diente, que traba-

jando a compresión sobre el suelo, absorbe parte del deslizamiento que no se ha podido contrarrestar por fricción.

D) DIAGRAMA DE PRESIONES

Los valores máximos de Momento y Corte en el talón y en el dedo, los da el Grupo I y, en la figura No. 39 se muestran los resultados obtenidos.

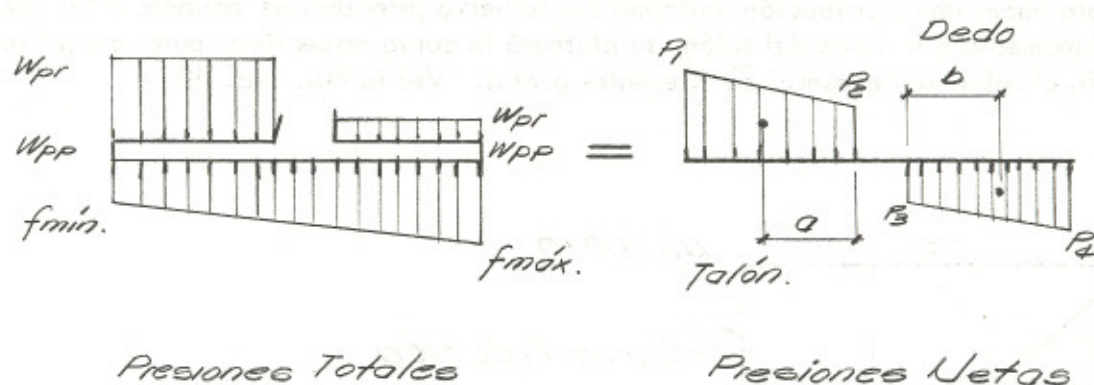


Fig. No. 39
Diagrama de Presiones

V.C.5. Cálculo del Talón

El procedimiento es similar al cálculo correspondiente efectuado en el estribo y, del diagrama de presiones de la Fig. No. 39 se obtiene:

Corte y Momento: El valor máximo de corte y momento en el talón se obtienen en el rostro de la cortina:

Corte : $V = \text{Area del Diagrama de Presiones Netas}$
 $= 11.29 \text{ Kips.}$

Momento : $M = \text{Area del Diagrama de Presiones Netas por su Brazo}$
 $= 61.02 \text{ Kips-pie.}$

Refuerzo Principal:

Se usarán barras de refuerzo No. 8 y un recubrimiento de 3 plg.

$$d_f = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{61020 \times 12}{208 \times 12}} = 17.12 \text{ plg.}$$

$$d_r = 24 - 3 - 0.50 = 20.50 \text{ plg. ; bien}$$

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{61.02}{1.29 \times 20.50} = 2.31 \text{ plg.}^2$$

Usar barras No. 8 a cada 4 plg. (10 cms)

Para hacer una distribución uniforme del refuerzo principal de acuerdo a la variación del momento a lo largo del talón, se ploteará la curva respectiva, para lo cual se ha calculado el refuerzo necesario en diferentes puntos. Ver la Fig. No. 40.

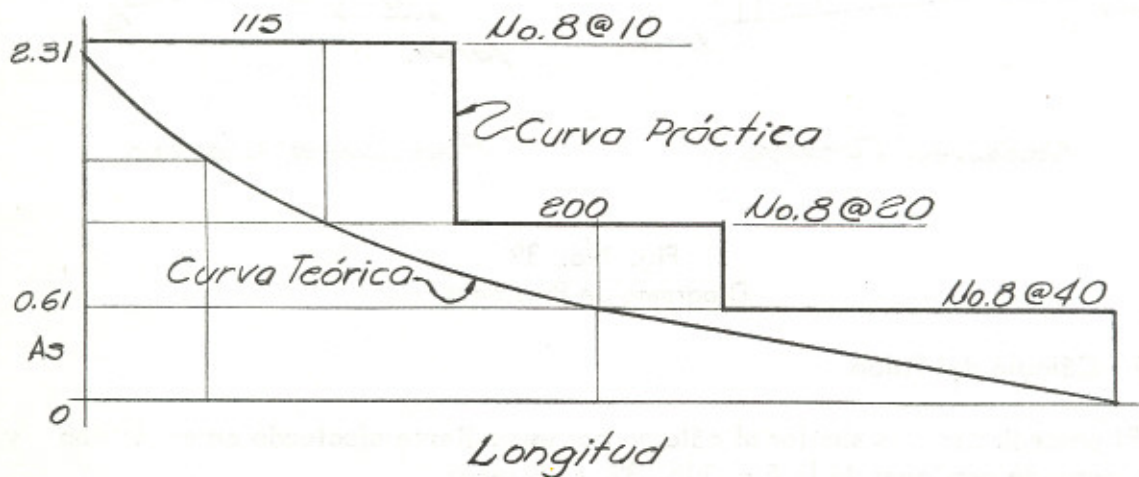


Fig. No. 40
Curva del Refuerzo

Refuerzo de distribución:

Como refuerzo de distribución se usará el 40 % del refuerzo principal:

$$As_{d1} = 0.40 \times 2.37 = 0.95 \text{ plg.}^2 : \text{usar No. 6 a cada 5.5 plg. (13 cms.)}$$

$$As_{d2} = 0.40 \times 1.19 = 0.48 \text{ plg.}^2 : \text{usar No. 6 a cada 11 plg. (27 cms.)}$$

$$As_{d3} = 0.40 \times 0.59 = 0.24 \text{ plg.}^2 : \text{usar No. 6 a cada 18 plg. (45 cms.)}$$

Como complemento del cálculo efectuado se recomienda ver el plano respectivo.

Verificación de Corte y Adherencia:

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{11290}{12 \times 0.87 \times 20.50} = 52.75 \text{ lbs./plg}^2 \text{ : bien}$$

$$u = \frac{V}{E_o \cdot j \cdot d} = \frac{11290}{9.4 \times 0.87 \times 20.50} = 67.33 \text{ lbs./plg}^2 \text{ ; bien}$$

V.C.6. Cálculo del Dedo

Del Diagrama de Presiones de la Figura No. 39 se obtiene:

Corte: El valor del corte máximo en el dedo se calculará a una distancia "d" del rostro de la cortina y, es igual al área correspondiente desde ese punto y el extremo del mismo

$$V = 10.20 \text{ Kips.}$$

Momento: El valor del momento máximo en el dedo se calculará al rostro de la cortina y, es igual al área respectiva por su brazo.

$$M = 44.46 \text{ Kips-pie}$$

Refuerzo Principal:

Usando barras No. 7 y un recubrimiento libre de 3 plg.

$$d_r = 24 - 3 - 0.44 = 20.56 \text{ plg.}$$

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{44.46}{1.29 \times 20.56} = 1.68 \text{ plg.}^2$$

Usar barras No. 7 a cada 4 plg. (10 cms.)

La distribución del refuerzo se ha hecho en la misma forma que en el talón, siempre usando como refuerzo de distribución un 40% del principal. Para ver la forma en que ha quedado la distribución del refuerzo, ver el plano respectivo.

Verificaciones de Corte y Adherencia:

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{10200}{12 \times 0.87 \times 20.56} = 48 \text{ lbs./plg}^2 \text{ ; bien}$$

$$u = \frac{V}{E_o \cdot j \cdot d} = \frac{10200}{8.3 \times 0.87 \times 20.56} = 104 \text{ lbs./plg}^2 \text{ ; bien}$$

V.C.7. Cálculo del Diente

Las condiciones bajo las cuales trabaja el diente pueden verse en la Fig. No. 41

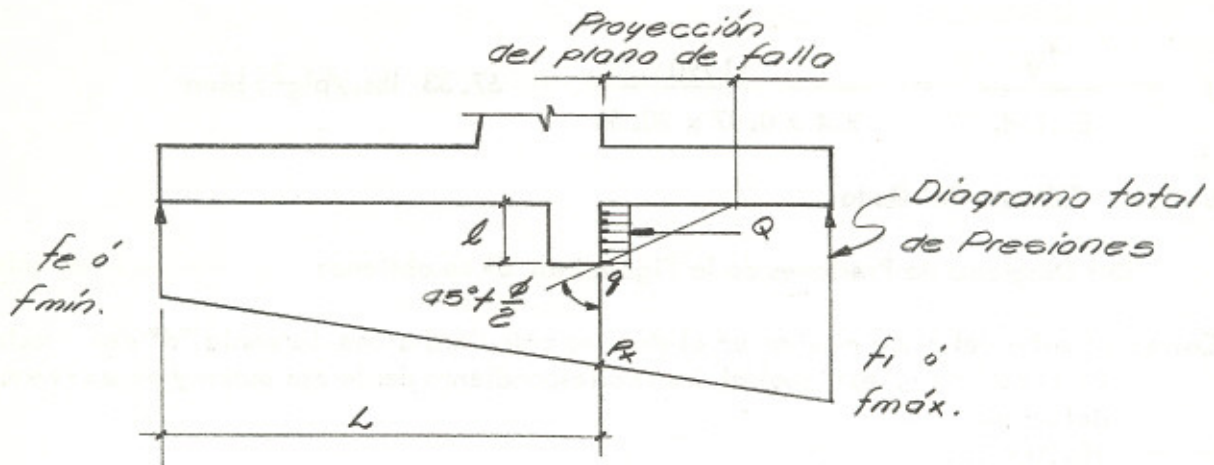


Fig. No. 41
Diente del Muro

Calculando la presión unitaria en el diente:

$$q = \frac{P_x \cdot W_p}{w} \quad ; \text{ donde: } \quad \begin{aligned} P_x &= 1980 \text{ lbs./pie}^2 \\ W_p &= 400 \text{ lbs./pie}^3 \\ w &= 110 \text{ lbs./pie}^3 \end{aligned}$$

Sustituyendo los valores y operando se obtiene:

$$q = 7200 \text{ lbs./pie}^2$$

La fuerza total sobre el diente será:

$$Q = q \cdot l = 7200 \cdot 1$$

La condición de estabilidad estará dada por la expresión siguiente:

$$\frac{F + Q}{E} \geq 1.5 \quad ; \text{ de dónde la longitud del diente será}$$

$$l \geq \frac{1.5 E - F}{q} \quad ; \text{ donde: } E = \text{valor del empuje} = 12.78 \text{ Kips}$$

F = un medio del peso sobre el cimiento comprendido entre el diente y el extremo del talón.

$$= 0.5 \left(\frac{P_x + f_1}{2} \right) L = 10.48 \text{ Kips.}$$

Sustituyendo valores:

$$l = \frac{1.5 \times 12.78 - 10.48}{7.20} = 1.21 \text{ pies} = 38.88 \text{ cms.}$$

Usar $l = 40 \text{ cm. (15.75 plg.)}$

Para calcular el refuerzo del diente, se considera a éste empotrado en la base inferior del cimiento, la presión "q" produce los siguientes efectos:

$$V = q \cdot l = 7200 \times 1.31 = 9432 \text{ lbs.}$$

$$M = 1/2 (q \cdot l^2) = 1/2 (7200 \times 1.31^2) = 6192 \text{ lbs-pie}$$

Refuerzo:

$$d_t = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{6192 \times 12}{208 \times 12}} = 5.46 \text{ plg.}$$

Asumiendo un peralte total igual a la longitud del diente, o sea de 15.75 plg. (40 cm.) y barras de refuerzo No. 4, se tiene:

$$d_r = 15.75 - 3 - 0.25 = 12.50 \text{ plg. ; bien}$$

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{6.192}{1.29 \times 12.50} = 0.39 \text{ plg}^2$$

Usar barras No. 4 a cada 6 plg (15 cm.)

Como refuerzo de distribución usar 2 barras No. 4 a cada 10 plg. (25 cm.)

Verificación de Corte y Adherencia:

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{9432}{12 \times 0.87 \times 12.50} = 72 \text{ lbs./plg.}^2; \text{ bien}$$

$$u = \frac{u}{E_o \cdot j \cdot d} = \frac{9432}{3.1 \times 0.87 \times 12.50} = 280 \text{ lbs./plg.}^2; \text{ bien}$$

V.C.8. Verificación Final del Cimiento

Terminada la fundición del muro y removida la formaleta del mismo, se tiene la condición de un muro aislado. Esta condición hace que se inviertan las presiones en el talón y, unas veces produce un momento tal, que no lo puede absorber el propio concreto y se hace necesario reforzar el talón en la parte inferior. El procedimiento es similar al efectuado en el cimiento del estribo, por lo que no se entrará a mucho detalle.

La verificación de muro aislado se verificará para el Grupo I, puesto que este da la máxima carga vertical en el talón.

Grupo I : CM; Esfuerzos 100%

$$\begin{aligned} M_e &= M_{pp} = 105.02 \text{ Kips-pie} \\ W &= W_{pp} = 11.98 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

Verificación:

$$a = \frac{M_e}{W_v} = \frac{105.02}{11.98} = 8.77 \text{ pies.}$$

La resultante si cae dentro del tercio medio, cuya excentricidad es:

$$e = 0.84 - 8.77 = 1.07 \text{ pies}$$

Por la acción de la carga vertical excéntrica se producen las siguientes presiones totales:

$$\begin{aligned} f &= 0.61 (1 \pm 0.33) \\ f \text{ máx.} &= 0.61 \times 1.33 = 0.81 \text{ Kips/pie}^2 \\ f \text{ mín.} &= 0.61 \times 0.67 = 0.41 \text{ Kips/pie}^2 \end{aligned}$$

Si las ordenadas correspondientes del diagrama de presiones totales, se les resta el peso de la columna de peso propio del talón, se obtiene un diagrama de presiones netas, cuyo sentido es vertical hacia arriba.

$$P_2 = 0.81 - 0.30 = 0.51 \text{ Kips/pie}^2$$

$$P = 0.41 - 0.30 = 0.11 \text{ Kips/pie}^2$$

El diagrama de presiones netas produce un momento en el talón de:

$$M = 12.93 \text{ Kips-pie}$$

El refuerzo necesario para absorber este momento será:

$$A_s = \frac{M}{a \cdot d} = \frac{12,93}{1,29 \times 20,56} = 0,49 \text{ plg.}^2$$

Usar barras No. 7 a cada 16 plg. (40 cm.) o sea, que, con prolongar un cuarto - del refuerzo del dedo es suficiente (prolongar una de cada cuatro barras.)

V.C. 9. Conclusiones

El procedimiento seguido en el cálculo del muro de 9 m., es el mismo que se usará para el cálculo de los demás muros y, el resultado final puede apreciarse en el juego de planos respectivos, que se adjuntan al final del trabajo.

CAPITULO VI

VI. DRENAJES

Un factor muy importante en proyectos de esta naturaleza, es el estudio correspondiente al Drenaje Pluvial, puesto que de el depende la rapidez con que se evacúe el agua de lluvia caída en determinada área.

Afortunadamente, por la cercanía del barranco conocido como de la Limonada, en la intersección proyectada no será difícil drenar dicha área.

VI.A. DRENAJE PRINCIPAL

El Departamento de Ingeniería de la Municipalidad de Guatemala, ha aprobado dos tipos de drenajes, así:

Primero: En el tramo correspondiente a los muros de retención, el drenaje consistirá en poner una tubería principal, a donde se hará llegar el agua pluvial que recojan los tragantes. Dicha tubería se llevará directamente al barranco mencionado. El extremo de descarga de la tubería se protegerá con un zampeado de piedra ligado con mortero de cemento, para evitar la erosión.

Segundo: Del puente de la Asunción hasta el puente del Ferrocarril, el drenaje se hará por medio de tragantes que descargarán a unas cunetas colocadas al otro lado de las aceras (ver Fig. No. 1). El agua de las cunetas se desviará hacia el mismo barranco, tal y como se hace en la construcción de una carretera en iguales condiciones. Siempre se protegerán las salidas de descarga de las cunetas para evitar la erosión.

VI.B. DRENAJE DE LA SUPERESTRUCTURA

Para comodidad de los vehículos que transitarán bajo el puente del ferrocarril, el drenaje de la superestructura se hará por medio de dos tubos perforados de 4 plg. de diámetro, que, aprovechando la pendiente longitudinal del puente, se colocarán uno a cada lado, en el vértice del mordiente (ver plano de Superestructura). Finalmente estas tuberías se sacarán por detrás del estribo de salida y se conectarán al drenaje principal del Boulevard.

VI.C. DRENAJE DE LOS MURCS

Para evitar el agua detrás de la cortina (cara al relleno), debida a la infiltración del agua de lluvia; los muros se drenarán tal y como se muestra en el plano respectivo.

CAPITULO VII

VII. ILUMINACION

La iluminación proporcionada por el propio Boulevard y por las calles adyacentes a nivel del puente (línea férrea), son suficientes para iluminar el tramo de la intersección.

Para diseñar la iluminación de la calzada, deben tomarse en cuenta el flujo de vehículos, el color del pavimento, el ancho de la calzada, etc.

En base a otros proyectos similares, se determinó que, para este caso, se podía asumir que el flujo de vehículos era pesado (1200 a 2400 vehículos por hora), el color del pavimento como negro y el ancho de la calzada de 12 m.

Con los datos anteriores, se seleccionó el uso de lámparas de vapor de Mercurio, pues estas son las de mayor aceptación en la actualidad, además de tener un alto poder de emisión (400, 700, 1000 Watts).

Del Manual del Alumbrado Westinghouse se seleccionó una lámpara de vapor de mercurio tipo III, las cuales deberán ir colocadas a una altura recomendada de 7.60 a 9.00 metros y a una distancia de 50 metros entre sí, colocadas en tresbolillo.

CAPITULO VIII

VIII. DERECHO DE VIA

Para llevar a cabo el proyecto, es necesario ampliar la actual 7a. calle de la zona 1. La forma de hacer la ampliación así como la propiedad inmueble afectada a expropiación, pueden verse en el plano de Planta y Rasante proporcionado por la Municipalidad. (Ver III.E.).

La expropiación fué calculada de acuerdo a la Tabla de Valores aprobada por el Departamento de Catastro de la Municipalidad de Guatemala, basada en el estudio efectuado por el Ingeniero Raúl Aguilar Batres, titulado "Método de la Ordenada Media, referida a una parábola cúbica para valuación básica del terreno". Los datos correspondientes a dicha expropiación pueden verse en el plano de expropiaciones proporcionado por la Municipalidad y, que se adjunta al final.

CAPITULO IX

IX. PLANOS. PLANILLAS DE MATERIALES. COSTO.

En este capítulo se adjuntan los planos y planillas de materiales, complemento del diseño y cálculo desarrollado en el transcurso del trabajo. Finalmente se hará un cálculo aproximado del costo de los materiales usados en el proyecto.

IX. A PLANOS.

El orden en que se presentarán los planos será el siguiente:

- 1) Planta y Elevación
- 2) Superestructura
- 3) Subestructura (Estribos).
- 4) Detalle de Muros.
- 5) Muros de Contención.
- 6) Expropiación.

IX. B PLANILLAS DE MATERIALES.

Las planillas de materiales correspondientes a los planos anteriores, tendrán el orden siguiente:

- 1) Superestructura.
- 2) Subestructura (Estribos).
- 3) Muros de Contención.
- 4) Resumen General de Materiales.

IX. C COSTO APROXIMADO

El costo aquí presentado es aproximado, pues está hecho en base a precios unitarios de materiales con la mano de obra incluida que normalmente se usan en la DGC, pero también tomando en cuenta otros factores; como por ejemplo, el que la obra se encuentra localizada en la ciudad Capital.

Costo Aproximado:

REGLON:	CANTIDAD		COSTO UNITARIO	=	COSTO PARCIAL
Concreto Clase "A"	: 850.89 m ³	X	70.00 Q / M ³	=	Q 59562.30
Acero de Refuerzo	: 88775 Kg	X	0.40 Q /Kg	=	35510.40
Acero Estructural	: 57230 Kg	X	0.70 Q /Kg	=	40061.00
Pernos Alta Resist.	: 460 Uni.	X	0.60 Q Uni	=	276.00
Placas de Neopreno	: 20.13 dm ³	X	12.00 Q /dm ³	=	241.56
Tubería Perf. Ø 4"	: 50 m	X	4.00 Q / m	=	200.00
Tubería Drenaje Ø 4"	: 26.10 m	X	1.50 Q / m	=	39.15
Exc. Estruct. Estri.	: 930 m ³	X	5.00 Q / m ³	=	4650.00
Exc. Estruct. Muros	: 2810 m ³	X	5.00 Q / m ³	=	14050.00
Relleno Estruct. Est.	: 800 m ³	X	3.50 Q / m ³	=	2800.00
Relleno Común Comp.	: 2230 m ³	X	2.00 Q / m ³	=	4460.00
COSTO TOTAL APROXIMADO				=	Q 161850.41

Conclusiones:

La excavación común no se ha incluido en este costo, porque la misma está considerada dentro del movimiento de tierras.

Se le ha llamado relleno común compactado, al correspondiente, detrás de los muros de contención.

Todos los demás renglones que no aparecen en este costo, tales como iluminación, drenajes, derecho de vía y urbanización; se han excluido por estar dentro del costo total del proyecto (Boulevard de la "Asunción"). Y este costo se refiere únicamente a la intersección.

ILUSTRACIONES Y ANEXOS, CONSULTAR
UNICAMENTE EN TESIS FISICA

CAPITULO X

X. CONCLUSIONES

- A) Fué mi propósito al llevar a caba esta tesis, dar una doble finalidad:
1. Que sirva como proyecto para la construcción de la Intersección entre el Boulevard y la línea férrea.
 2. Contribuir en algo con la documentación presentada para futuros proyectos de este tipo.
- B) Por el auge que ha tomado la Planificación Urbanística de la ciudad de Guatemala, se hace cada día más urgente, buscar las vías de penetración más directas y funcionales dentro de las posibilidades económicas de la misma ciudad.
- C) Todas las vías de penetración escogidas, deben formar parte de futuras vías de circunvalación dentro del plan vial urbano de la ciudad.
- D) Tratar en lo posible que las intersecciones de varias vías se hagan con pasos a desnivel para seguridad de los mismos usuarios.
- E) El trabajo de tesis presentado deberá ser de gran utilidad para el Ingeniero que tenga a su cargo la dirección y /o la construcción de la intersección, puesto que normará todas y cada una de las etapas de construcción del mismo.
- F) El diseño y cálculo del paso a desnivel, se adapta a las condiciones normales de construcción existentes en Guatemala, siempre tomando en cuenta el factor económico.
- G) Espero que este trabajo pueda servir - en forma modesta- como guía de información y procedimiento que debe seguirse en el diseño y cálculo de un paso a desnivel de esta naturaleza.

BIBLIOGRAFIA

- 1) AREA American Railway Engineering Associatio. 1955
- 2) AASHO American Association of State Highway Officials.
"Standard Specifications for Highway Brigdes" Novena Edición 1965.
- 3) ACI American Concrete Institute
"Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-63
Junio de 1963
- 4) ACI American Concrete Institute
"Reinforced Concrete Desing Handbook" Working Strees Method.
Tercera Edición 1965
- 5) AISC American Institute of Steel Construction, Inc.
"Manual of Steel Construction".
Sexta Edición 1966
- 6) Desing of Neoprene Bridges Bearing Pads.
E.I. du Pont de Nemours &. Co.
Abril de 1959
- 7) Manual del Alumbrado Westinghouse
Editada Electronica IBENCA S.A. 1967
- 8) Wang y Eckel
"Teoría Elemental de Estructuras".
Mc. Graw-Hill. 1963
- 9) George Winter, Urquhart, C^o Rourke, Nilson.
"Desing of Concrete Structures".
Mc Graw-Hill Bock Co. Septima Edición de 1964
- 10) Phil M. Ferguson.
"Teoría Elemental del Concreto Reforzado".
CECS. Primera Edición en Español, Nov. 1961
- 11) Bridge Desing Practice.
"Correspondence Course. State of California. Departament of Public
Works". Division of Highway Bridges Departament. 1961.

- 12) Mauricio Castillo C.
"Vigas Compuestas. Estudio Económico en Puentes de vigas simplemente apoyadas". Tesis. Guatemala. 1953
- 13) Oswaldo Lau Cheng.
"Análisis Comparativo de Superestructuras de Concreto Reforzado Diseñadas por Esfuerzos de Trabajo y Esfuerzos Ultimos".
Tesis. Guatemala, Mayo de 1968
- 14) Carlos E Tobias M.
"La Selección Preliminar de Puentes para las Carreteras de Guatemala".
Tesis. Guatemala, Julio de 1963
- 15) DGC Dirección General de Caminos de Guatemala.
"Archivo de la Sección de Estudio de Puentes".
- 16) Copias de Puentes.
Curso de Puentes. Catedrático Ing. Enrique Godoy.
Primer Semestre de 1968
Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala.

Carlos René Jerez Ramírez

Vo. Bo.

(f) Ing. Oswaldo Lau Cheng
Asesor.

Vo. Bo.

(f) Ing. Carlos Quintero
Depto. de Transportes y Topografía.

IMPRÍMASE:

(f) Ing. Amando Vides Tobar
Decano.

Se terminó de imprimir el día 5 de Julio de 1969,
en El Centro de Producción de Materiales de la
Universidad de San Carlos de Guatemala.
Una tirada de 100 ejemplares.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala, Centro Am^o

Libro No. 123

Orden No. 264

Centro de Producción de Materiales
Universidad de San Carlos de Guatemala