



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA.
RECINTO UNIVERSITARIO PEDRO ARAUZ PALACIOS.
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIÓN.
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.**

MONOGRAFÍA

**DISEÑO DEL PUENTE NAGAROTE CON DOS ALTERNATIVAS:
VIGAS METALICAS Y
VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO POSTENSADO**

PRESENTADO POR:

**Br. Indiana Lucía Vargas Téllez.
Br. Ana Roberma Rojas Soza.
Br. José Isaac Altamirano Jarquín.**

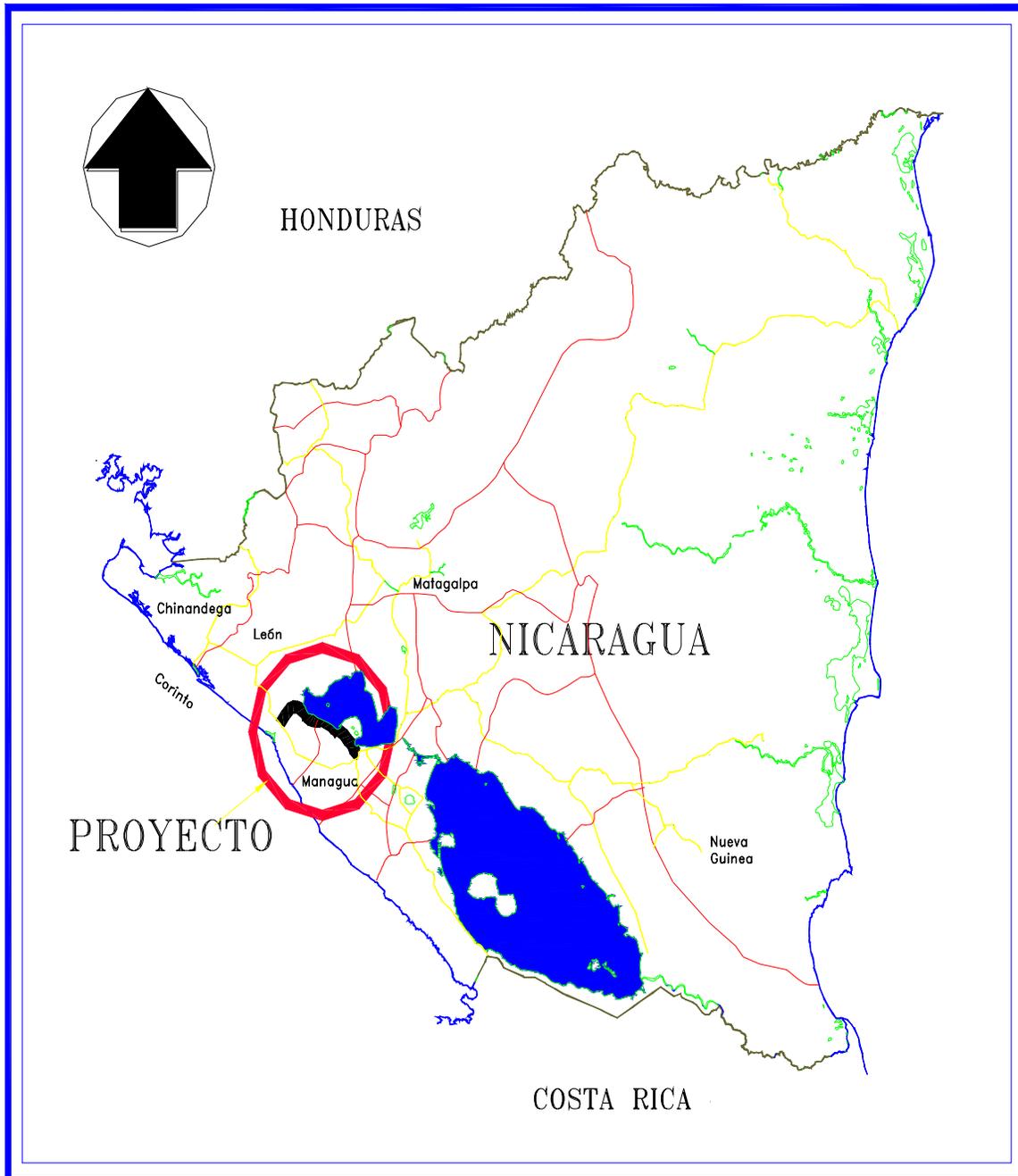
PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL.

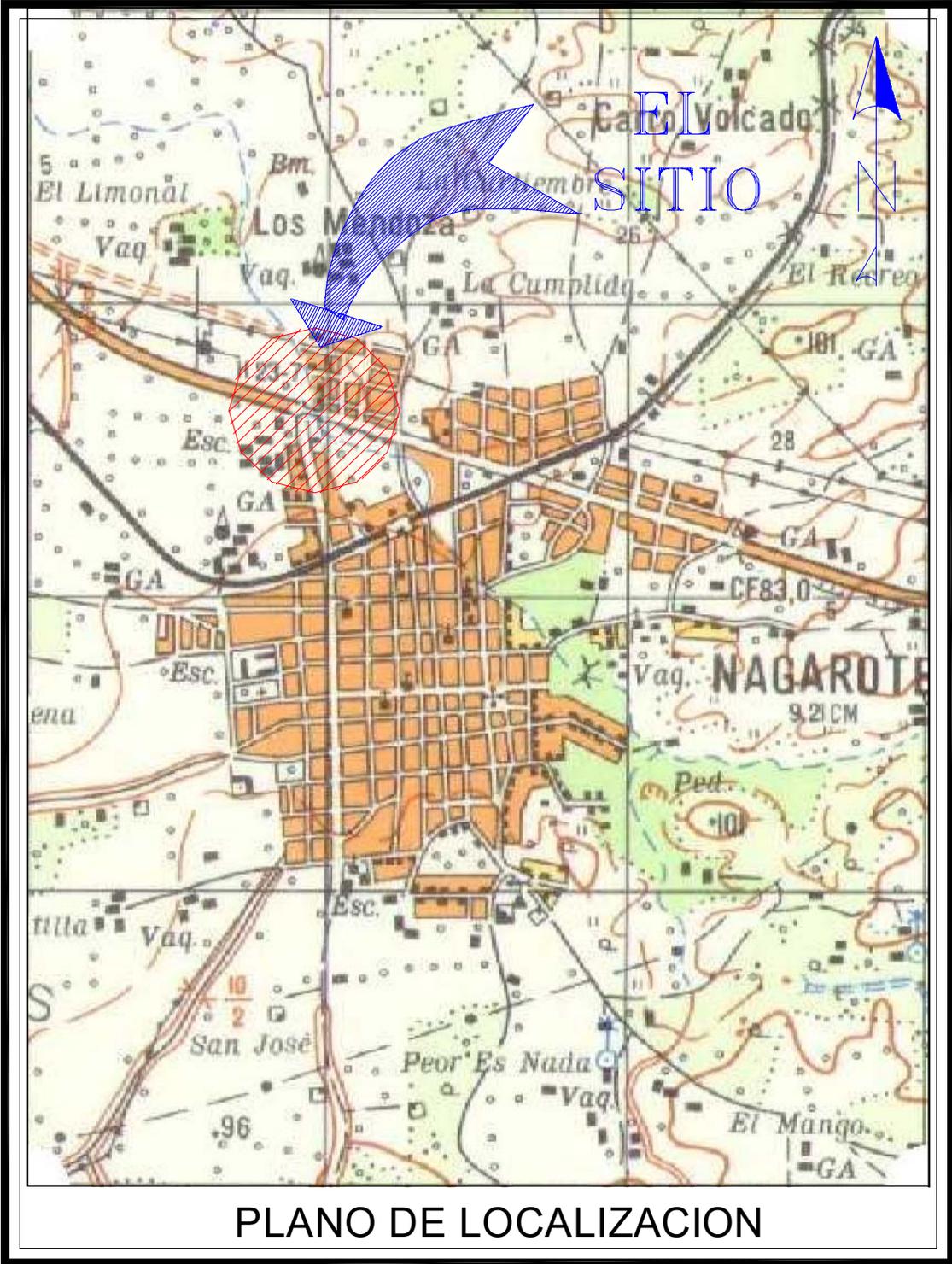
TUTOR:

Ing. Humberto Pomárez Calero.

Managua, 25 de septiembre del 2003.

MACROLOCALIZACION





PLANO DE LOCALIZACION



NOMENCLATURA

Diseño de la Superestructura-Acero.

- Ab = Área total de atieizador.
- As = Área de acero o refuerzo.
- Asb = Área de acero del patín inferior con cubreplaca.
 - b = ancho del patín de concreto.
 - B = constante basada en el número de ciclos de esfuerzo.
 - b' = ancho del atieizador.
- bcp = ancho de cubreplaca.
- be = Ancho efectivo del patín de concreto para apoyo exterior.
- Bo, Bl = coeficientes de carga.
 - d = Peralte efectivo (dist. de la fibra a comp. extrema al centroide del refuerzo de tensión).
- Δ_{cm1} = Deflexión por carga muerta inicial.
- Δ_{cm2} = Deflexión por carga muerta posterior.
- Δ_L = Deflexión por carga viva, Deflexión permisible.
- Δ_{neop} = Deslizamiento que puede absorber el neopreno a una temperatura mínima de 20°F.
- Δ_{viga} = Deslizamiento que se presentará en la viga.
- Δ_{Wd} = Deflexión por diafragma.
 - E = Módulo de elasticidad del material.
 - E = Espesor del apoyo.
- Fa = Esfuerzo axial admisible.
 - fa = Esfuerzo de compresión axial calculado.
- fbs = Esfuerzo de tensión del acero (en la fibra inferior).
- Fc = Esfuerzo permisible del concreto por compresión.
- f'c = Resistencia a la compresión del concreto.
- Fcb = Esfuerzo de flexión debido al momento por carga de viento.
- FD = Factor de distribución de carga Vehicular.
- Fd = Fuerza horizontal en los diafragmas.
- Ff = Factor de forma.
- Fn = Esfuerzo de compresión en el apoyo.
- Fp = Esfuerzo calculado por flexión en el atieizador.
- Fs = Esfuerzo de tensión del acero de refuerzo.
- ftc = Esfuerzo de compresión del concreto (en la fibra superior)
- fts = Esfuerzo de compresión del acero (en la fibra superior)
- Fv = Esfuerzo cortante permisible.
- Fy = Límite de fluencia del acero.
 - I = Factor de impacto.
 - I = Inercia de la sección.
- k, r, j = Variables para determinar el peralte requerido de la sección propuesta.
 - L = Longitud mínima del apoyo.
- Lcp = Longitud de cubreplaca.
- Mcb = Momento debido a carga de viento .
- Mcm1 = Momento por carga muerta permanente o inicial.
- Mcm2 = Momento por carga muerta posterior (superimpuesta).
 - Md = Momento por carga muerta.
 - MI = Momento por carga viva.
- Mlsw = Momento por carga viva de acera.
- Mu = Momento último factorado.
 - n = Radio modular de elasticidad.
- N1 = número de conectores de cortante.



- P = Carga vehicular.
R = % del Asb correspondiente al área de patín inferior.
r = Radio de giro de la sección.
S = Longitud de losa.
s = Distancia entre vigas (centro a centro).
S_b = Módulo de sección en la fibra inferior.
S_{bc} = Módulo de sección en la fibra inferior de concreto.
S_d = Separación de diafragmas.
S_p = Separación por canal conector de cortante.
S_r = Rango de cortante horizontal.
S_s = Separación del acero de refuerzo.
S_t = Módulo de sección en la fibra superior.
S_{tc} = Módulo de sección en la fibra superior de concreto.
S_{ts} = Módulo de sección en la fibra superior de acero.
S_u = Esfuerzo último del conector de cortante.
t = Espesor de losa.
tcp = espesor de cubreplaca.
V_{cm1} = Cortante por carga muerta inicial.
V_{cm2} = Cortante por carga muerta posterior.
V_{cv} = Cortante por carga viva.
V_{diaf} = Cortante por diafragma.
V_{máx} = Cortante máximo.
V_{sw} = Cortante por carga viva de acera.
V_T = Cortante total.
V_u = cortante último.
V_{ve} = Cortante en los apoyos por carga de viento horizontal.
W_a = Peso de la carpeta de rodamiento.
W_s = peso propio de losa.
W_{sw} = Peso de acera.
W_{ve} = Carga de viento en la viga exterior.
Z_r = Rango admisible de cortante horizontal, en pulgadas en un conector individual.

Diseño de la Superestructura-Concreto.

- C_c = Compresión del concreto.
d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza de preesfuerzo.
 Δf = Deflexión neta después de la transferencia bajo la carga superimpuesta.
 ΔF_i = Deflexión por fuerza pretensora inicial.
 Δi = Deflexión inicial.
 ΔL = Deflexión por carga viva
 ΔW_d = Deflexión por peso de diafragma
 ΔW_g = Deflexión debida al peso propio de la viga.
 ΔW_s = Deflexión por peso propio de la losa.
 ΔW_{sp} = Deflexión por carga muerta superimpuesta.
E = Deformación.
E_y = Módulo de elasticidad del acero fluyendo.
 ϕ = Factor de carga, 0.95 para miembros de concreto postensado AASHTO 9.14.
 ϕM_n = Momento resistente nominal.
 ϕV_s = Resistencia al cortante del acero vertical.
f_{bg} = Esfuerzo en la fibra inferior debido al peso de la viga.
f_{bs} = Esfuerzo en la fibra inferior debido al peso de la losa.
F_{pe} = Esfuerzo después de las pérdidas.



- f_{pe} = Valor del preesfuerzo efectivo.
- f_{pi} = Fuerza aplicada en el torón después de la transferencia.
- f_{pj} = Fuerza aplicada en el torón por el gato.
- f_{ps} = Esfuerzo en el acero a la falla.
- f_{pu} = Resistencia a la fluencia del acero de preesfuerzo.
- f_{py} = Resistencia última del acero de preesfuerzo.
- f_r = Módulo de ruptura del concreto.
- f_{su} = Rango de esfuerzo del acero pretensado por la carga última.
- f_{tg} = Esfuerzo en la fibra superior debido al peso de la viga.
- f_{ts} = Esfuerzo en la fibra superior debido al peso de la losa.
- M_{cr} = Momento de agrietamiento al centro del claro.
- M_g = Momento por peso de viga.
- M_p = Momento por peso de baranda.
- n = Efectividad del preesfuerzo.
- P_e = preesfuerzo efectivo.
- P_f = preesfuerzo en la fibra inferior después de todas las pérdidas.
- P_i = preesfuerzo inicial.
- S_{bc} = Módulo de sección en la fibra inferior de concreto.
- $S_{máx}$ = Separación máxima del acero.
- S_{tc} = Módulo de sección en la fibra superior de concreto.
- S_{tcc} = Módulo de la sección transformada en la fibra superior de concreto.
- V_c = Esfuerzo cortante de la sección de concreto sola ($V_c = V_{cw}$ o $V_c = V_{ci}$).
- V_{ci} = Resistencia del concreto al cortante, cuando las grietas resultan de la combinación de momento y cortante.
- V_{cw} = Cortante por carga viva. Resistencia del concreto al cortante cuando las grietas resultan por el esfuerzo de tensión principal.
- V_D = Cortante debido a la carga muerta de la sección compuesta.
- V_i = Cortante factorado debido a carga muerta superimpuesta y carga viva.
- V_s = Cortante que debe ser asumido por el refuerzo transversal.
- W_g = Peso propio de la viga.
- W_p = peso de Parapeto y baranda.
- Y_b = Distancia desde la fibra inferior al eje neutro de la sección simple.
- Y_{bc} = Distancia desde la fibra inferior al eje neutro de la sección compuesta.
- Y_t = Distancia desde la fibra superior al eje neutro de la sección simple.
- Y_{tc} = Distancia desde la fibra superior al eje neutro de la sección compuesta.

Diseño de la Subestructura.

- A = Coeficiente de aceleración.
- a = Profundidad del bloque a compresión.
- A = Área de la sección.
- α, β, γ = Variables para determinar el periodo de la estructura.
- A_s = Acero requerido para la sección propuesta.
- A_t = Acero por temperatura requerido en la zapata.
- β = Angulo de la pendiente del relleno.
- C_{fricc} = Coeficiente de fricción
- C_s = Coeficiente sísmico de respuesta elástica.
- δ = Angulo de fricción del suelo entre el relleno y el hormigón.
- Δ = Deflexión.
- d = Distancia de la fibra a compresión extrema al centroide del refuerzo a tensión.
- DL = Carga muerta proveniente de la superestructura.
- E = Empuje de suelo.



- E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
excen = Excentricidad.
 ϕ = Angulo interno de fricción del relleno
Fam = Factor de amplificación de momento.
 ϕ_c = Angulo de reposo del suelo de cimentación.
Fp = Capacidad del pilote por fricción.
FSD = Factor de seguridad al deslizamiento.
FSV = Factor de seguridad al volteo.
fv = Esfuerzo cortante actuante.
Fv = Esfuerzo cortante admisible.
G = Módulo de cortante del concreto.
g = constante de gravedad.
g = Densidad del concreto.
 γ_c = Peso específico unitario del concreto.
 γ_s = Peso específico unitario del suelo de relleno.
I = Clasificación de importancia.
i = Angulo de inclinación del respaldar.
K = Rigidez.
KA = coeficiente de presión activa del suelo.
KAE = Coeficiente sísmico de presión activa.
Kh = Coeficiente de aceleración horizontal.
Kv = Coeficiente de aceleración vertical.
Mn = Momento nominal de la sección propuesta.
Mr = Momento resistente de la sección propuesta.
Mu = Momento último.
N = Longitud de soporte mínima en viga de asiento.
N*q = Factor de capacidad de carga.
PA = Presión activa del suelo.
PACS = Presión admisible al contacto del suelo.
PAE = Presión activa equivalente del suelo.
Pc = Fuerza crítica, (por Euler).
Pe(x) = Carga sísmica equivalente.
Pu = Fuerza axial última calculada para cada una de las combinaciones de carga.
Py = Fuerza actuante del estribo en el eje y.
 θ = inclinación detrás del muro
Qp = Capacidad del pilote por punta.
 q'_v = Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote.
R = Factor de modificación de respuesta.
 ρ_o = Porcentaje de acero requerido.
S = Coeficiente de sitio.
S = Separación del acero de refuerzo.
SPC = Factor sísmico de rendimiento.
 σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.
T = Periodo de oscilación de la estructura.
Vs = Desplazamiento bajo una carga unitaria $P_o = 1$.
Vu = Cortante actuante.
W = Peso de la estructura.



INDICE

I. INTRODUCCIÓN.

1.1 Historia sobre puentes.....	1
1.2 Generalidades.....	2
1.3 Antecedentes.....	3
1.4 Justificación.	5
1.5 Limitaciones del estudio.	6
1.6 Objetivos.	7

GENERALIDADES Y CONCEPTOS BÁSICOS.

2.1 Introducción.	8
2.2 Definición de puente.	8
2.3 Clasificación de los puentes.	9
2.3.1 Según su uso.....	9
2.3.2 Según su geometría.	9
2.3.3 Según su sistema estructural.....	9
2.3.4 Según el material de construcción principal.	9
2.3.5 Según el fundamento arquitectónico utilizado.	10
2.4 Características de los puentes según su clasificación.	11
2.4.1 Según su tipo.	11
2.4.2 Según el servicio que estos van a prestar.	11
2.4.3 Según su geometría básica.....	12
2.4.4 Según su sistema estructural.	13
2.4.5 De acuerdo al sistema constructivo empleado.	14
2.4.6 Según el material de construcción principal.	15
2.5 Elementos de un puente.....	17
2.5.1 Superestructura.	17
2.5.2 Subestructura.	19
2.6 Clasificación de las cimentaciones.	20
2.6.1 Cimentaciones poco profundas.	20
2.6.2 Cimentaciones profundas.	20
2.7 Capacidad de carga en los suelos.	23
2.8 Capacidad de carga en los pilotes.	24
2.9 Capacidad de carga en cimentaciones poco profundas.....	25
2.10 Factor de seguridad para capacidad de carga.....	26

III. MATERIALES DE CONSTRUCCION

3.1 Generalidades.	27
3.2 Introducción.	27
3.3 Definiciones y principios básicos.....	28



3.4	Concreto preesforzado.....	30
3.4.1	Métodos de concreto preesforzado.....	30
3.4.2	Elementos postensados.....	31
3.4.3	Estados de carga.....	32
3.5	Tendones de preesforzado.....	33
3.6	Concreto postensado y colado en sitio.....	34
3.6.1	Características del postensado.....	34
3.6.2	Sistemas de postensado.....	35
3.6.3	Métodos de tensado para vigas postensadas.....	37
3.7	Importancia del acero de alta resistencia.....	38
3.8	Acero para preesfuerzo.....	39
3.8.1	Alambres redondos.....	39
3.8.2	Cable trenzado.....	40
3.8.3	Varillas de acero de aleación.....	41
3.8.4	Malla electrosoldada.....	42
3.8.5	Acero de refuerzo.....	42
3.8.6	Acero dulce.....	43
3.8.7	Acero estructural.....	43
3.9	Propiedades de esfuerzo deformación del acero.....	43
3.10	Concreto de alta resistencia.....	45
3.11	Características de esfuerzo deformación del concreto.....	46
3.11.1	Deformaciones elásticas.....	46
3.11.2	Deformaciones laterales.....	47
3.11.3	Deformaciones plásticas.....	47
3.11.4	Deformaciones por contracción.....	48
3.12	Concreto ligero.....	48
3.13	Vigas compuestas.....	49
3.13.1	Estimación de las pérdidas en preesfuerzo.....	50
3.13.2	Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo.....	57
3.14	El acero como material estructural.....	58
3.14.1	Ventajas del acero como material estructural.....	58
3.14.2	Desventajas del acero como material estructural.....	59
3.15	Diseño de vigas.....	60
3.15.1	Flexión.....	64
3.15.2	Cortante.....	64
3.15.3	Fatiga.....	65
3.15.4	Deflexión.....	66
3.16	Apoyos.....	66



IV. CARGAS EN EL PUENTE

4.1	Introducción.....	70
4.2	Cargas.....	73
4.2.1	Cargas estáticas.	73
4.2.2	Cargas de repetición.....	73
4.3	Cargas en la superestructura de puentes.....	73
4.3.1	Cargas de gravedad.....	73
4.3.2	Cargas vivas para carreteras.....	74
4.3.2.1	Cargas legales.....	78
4.3.2.2	Cargas de diseño.....	79
4.4	Impacto.....	81
4.4.1	Provisiones en las especificaciones de la AASHTO....	82
4.4.2	El Efecto de vibraciones en los puentes de peatón.....	83
4.5	Carga peatonal.....	84
4.6	Reducción en la intensidad de la carga viva.....	84
4.7	Fuerzas Longitudinales.....	85
4.8	Fuerza centrífuga.....	86
4.9	Carga de baranda.....	86
4.10	Carga de viento.....	87
4.11	Fuerzas inducidas por temperatura.....	87
4.12	Presión de tierras.....	89
4.13	Estabilidad del estribo.....	90
4.14	Cargas sísmicas.....	91
4.15	Cargas misceláneas.....	92
4.16	Efectos de la deformación.....	93
4.17	Combinaciones de cargas para el diseño.....	93
4.18	Cortante. caso general.....	95
4.19	Carga de rueda al final del miembro.....	96

V. ESTUDIOS DE CAMPO

5.1	Generalidades.	99
5.2	Clasificación de los estudios de campo.....	99
5.2.1	Estudios topográficos.....	99
5.2.2	Estudios hidrológicos.....	101
5.2.3	Estudios hidráulicos.....	101
5.2.4	Estudios de cimentación.....	102
5.2.5	Estudios de construcción.....	103
5.2.6	Estudios de tránsito.....	104



VI. MEMORIA DE CALCULO

6.1 Diseño de la superestructura.	
6.1.1 Diseño de la superestructura con vigas metálicas.....	105
6.1.2 Diseño de la superestructura con vigas de concreto preesforzado.	139
6.2 Diseño de la subestructura.	
6.2.1 Diseño del estribo de concreto reforzado (método dinámico).	161
6.2.2 Diseño del estribo de concreto reforzado (método estático).	207

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones.....	228
Recomendaciones.....	230

BIBLIOGRAFIA.	231
---------------------------	-----

ANEXOS	234
---------------------	-----



DEDICATORIA

Dedico este trabajo especialmente, a mis padres, Juan Carlos Vargas Prado y Rosa M. Téllez Fonseca que me dieron la vida.

A mis hermanas y a mi novio que están siempre presentes en mi corazón.

A las personas y amistades que DIOS ha puesto en mi camino, que sin ningún interés y con tanto cariño me han brindado su ayuda, me han apoyado de diferentes formas, y han demostrado siempre su confianza en mí.

AGRADECIMIENTO

A DIOS, por permitirme vivir, por darme las fuerzas para seguir adelante, por haberme concedido lo necesario para lograr un objetivo más en mi vida.

A mis padres por darme en la medida de sus facultades todo su apoyo, por su cariño, por la comprensión y la confianza que han tenido en mí.

A mis hermanas especialmente: Linda por sus atenciones y sus cuidados, Eleyne por las alegrías que me hicieron olvidar por momentos mis tristezas.

A mi novio José Isaac Altamirano J. Y las personas que le rodean que me dieron tanto cariño y ayuda: Su mamá Guadalupe Jarquín, su papá Róger Altamirano, sus hermanos Róger y Guillermo, sus tías Dolores, Carmen y María Elena y su querida abuelita Tanita.

A mi tía Cleotilde Vargas por la ayuda y dedicación que me brindó por tanto tiempo.



DEDICATORIA

Dedico este trabajo, a los estudiantes de ingeniería civil, que este estudio les sirva de apoyo para temas de investigación.

A través de este podrán encontrar una base teórica y práctica para el diseño de un puente; Espero saquen provecho de esto y desarrollen un trabajo aún mejor.

AGRADECIMIENTO

Doy gracias a DIOS, por darme vida para lograr alcanzar una meta más.

A mis padres y hermanos doy gracias por el apoyo, la solidaridad y por darme ánimo de seguir adelante.

A mi novia y colega Indiana Lucía, por comprenderme y apoyarme en cada paso de mi vida, desde que la conocí.

A nuestra amiga y compañera Ana, que ha sido solidaria y ha mostrado interés y entusiasmo en finalizar jubilosos un trabajo que iniciamos juntos.

A mis tías y amigos que estuvieron pendientes de nuestros estudios, doy gracias por su ayuda y el entusiasmo transmitido.





**CAPITULO I
INTRODUCCION**

1.1 HISTORIA SOBRE PUENTES.

El arte de construir puentes tiene su origen en la misma prehistoria. Puede decirse que nace cuando un buen día se le ocurrió al hombre prehistórico derribar un árbol en forma que, al caer, enlazara las dos riberas de una corriente sobre la que deseaba establecer un vado. La genial ocurrencia le eximía de esperar a que la caída casual de un árbol le proporcionara un puente fortuito. También utilizó el hombre primitivo losas de piedra para salvar las corrientes de pequeña anchura cuando no había árboles a mano. En cuanto a la ciencia de erigir puentes, no se remonta más allá de un siglo y nace precisamente al establecerse los principios que permitían conformar cada componente a las fatigas a que le sometieran las cargas.

Al igual que ocurre en la mayoría de los casos, la construcción de puentes ha evolucionado paralelamente a la necesidad que de ellos se sentía.

La rápida expansión de las redes ferroviarias obligó a un ritmo paralelo en la construcción de puentes sólidos y resistentes. Por último, el automóvil creó una demanda de puentes jamás conocida. Los impuestos sobre la gasolina y los derechos de portazgo suministraron los medios económicos necesarios para su financiación y en sólo unas décadas se construyeron más obras notables de esta clase que en cualquier siglo anterior.

El gran número de accidentes ocasionados por los cruces y pasos a nivel estimula la creación de diferencias de nivel, que tanto en los pasos elevados como en los inferiores requerían el empleo de puentes. En una autopista moderna todos los cruces de carreteras y pasos a nivel son salvados por este procedimiento.

Es difícil, pero no imposible, hacer una historia lineal de los puentes. A lo largo de su historia se han utilizado diferentes estructuras y diferentes materiales para construirlos.

Cada material ha tenido su propio desarrollo y lo mismo se puede decir de cada estructura.

Cada tipo de puente es adecuado para un determinado rango de luces, y en general tiene problemas teóricos, de construcción, o de escala, que lo hacen diferente de los demás haciendo que cada puente construido sea único.

Las luces máximas son fundamentales en la historia de los puentes, porque son reflejo de su progreso y desarrollo, pero cada estructura y material tiene unas posibilidades diferentes y por lo tanto deberá analizarse según sea su uso.



1.2 GENERALIDADES

La gran irregularidad topográfica de nuestro país, y el rápido crecimiento de los centros urbanos han determinado que las vías de comunicación requieran con gran frecuencia de la construcción de obras de drenaje, como los puentes. Por lo general, el término puente se utiliza para describir las estructuras viales con trazado por encima de la superficie, las que permiten vencer obstáculos naturales como ríos, hondonadas, quebradas, canales, etc., brindando una mejor fluidez en un sistema de carretera.

Cabe señalar que uno de los principales problemas que presenta nuestra red vial es el mal estado en que se encuentran los puentes, debido en parte a la antigüedad de los mismos, lo que limita en algunas carreteras la circulación de maquinaria y equipo pesado destinado al sector energético industrial de la nación. Estas estructuras sufren deterioro por el desgaste de sus elementos; este agotamiento de su vida útil es causado por la influencia del hombre y el medio ambiente. El desarrollo de las actividades económicas requieren mucho de las vías de comunicación y la influencia de fenómenos naturales hacen que estas estructuras con el paso del tiempo sean deficientes.

Las estructuras que integran la red vial en Nicaragua fueron diseñadas y construidas hace muchos años según las normas para carreteras de la AASHTO para cargas HS-15-44, que actualmente permiten la circulación de cargas superiores. Como consecuencia de este cambio de régimen de cargas, las estructuras presentan daños que se manifiestan por el incremento de los esfuerzos de la superestructura, provocando excesiva vibración en las losas de rodamiento como en el caso del puente Nagarote.

En nuestro país se han venido desarrollando una serie de proyectos que tratan de responder a la creciente demanda de vías de acceso y circulación, que se hizo más acentuada con el paso de desastres naturales como el huracán Mitch en octubre de 1998, dejando grandes daños físicos en toda la red vial del país, principalmente en los puentes por la crecida de los ríos.

En el caso del puente Nagarote, este no sufrió daño aparente, su sección de drenaje fue la suficiente para evacuar toda el agua y desechos arrastrados por las corrientes sin que provocara daño alguno en la superestructura, sin embargo dejó una ligera socavación en las pilas y estribos. El diseño de la subestructura permite que sea sometida a determinadas cargas de impacto por material flotante. En cuanto al comportamiento estructural respecto a su vida útil, es deficiente debido a la frecuencia de circulación de vehículos y el transporte de carga superior a la capacidad para la cual fue diseñada dicha estructura, por lo que se hace inevitable su reemplazo por estas y otras razones de serviceabilidad de la vía.



En nuestro trabajo monográfico el nuevo diseño que se propone es una estructura de cuatro carriles que permitirá la fluidez del tráfico próximo a la intersección de la carretera nueva a León y la entrada al municipio de Nagarote, con un solo claro para una libre circulación de las aguas bajo el puente. Su diseño tendrá una proyección conciente de 20 años, cumpliendo con las exigencias de seguridad (tanto para la circulación vehicular como peatonal), transporte o comunicación, desarrollo socio-económico de la región y el país en general.

1.3 ANTECEDENTES

Más del 80% del transporte de carga y pasajeros en todo el territorio de Nicaragua, se realiza por la vía terrestre. Los puentes son una parte importante de nuestra red vial y por lo general al igual que al resto que la integra no se les ha brindado el mantenimiento adecuado, por lo que presentan cierto deterioro y prestan un servicio deficiente.

La infraestructura que hace posible la comunicación por vía terrestre, son elementos de gran importancia para la circulación vehicular tanto a nivel nacional como internacional, es por eso que los puentes permiten que regiones con un gran potencial productivo puedan comunicarse con los centros de comercialización de sus productos.

En Nicaragua hasta 1966, sólo se tiene conocimiento de tres puentes carreteros construidos usando concreto preesforzado, uno de ellos es el que permite el acceso a una gasolinera en la ciudad de Chinandega, el otro es el puente El Arenal ubicado en la carretera entre Granada-Nandaime, ambos de concreto postensado, el tercero es el puente del cementerio de Granada de elementos pretensados. Estos tres puentes fueron diseñados por el ingeniero Armando Hernández.

En el periodo 1969-1972, se contempla el primer grupo de estructuras estandarizadas preesforzadas para puentes de carreteras, para cargas H15-S12-44 con 7.3 m de ancho de calzada. También se emprende el diseño y construcción de puentes de este tipo de estructuras, dos puentes sobre el río Grande de Matagalpa de 100 y 90 metros respectivamente: El Matagalpa A y El Matagalpa B en la carretera de Esquipulas-San Dionisio y el puente que queda cerca de ciudad Darío.

A partir de la década de los 70 Nicaragua ha experimentado severos desastres que han dejado huella en la economía, la política, y por supuesto en nuestras estructuras. Con el paso de fenómenos, como huracanes, los puentes han sido sometidos a fuertes cargas debido a crecidas extraordinarias, dañándolas total o parcialmente, ya sea por socavación, por el impacto de materiales sólidos

arrastrados por la corriente, quizás un diseño deficiente por desconocimiento de criterios o por la falta de ética de algunos constructores.

El empleo de determinadas consideraciones de carga en el diseño limitan la capacidad de las estructuras, como consecuencia sufren serios estragos a través del tiempo por agotamiento o desgaste de sus elementos debido a la influencia de factores como los antes mencionados o al simple aumento en frecuencia y/o carga vehicular que transcurre por determinada vía acentuando las fallas e ineficiencias del diseño.

Debido a la relevancia de las vías de transporte, en nuestro país se han desarrollado una serie de estudios para una posible realización de proyectos destinados a mejorar las condiciones precarias que presentan en la actualidad nuestras construcciones viales, tal es el caso de la carretera Las Piedrecitas-Izapa, donde se han llevado a cabo evaluaciones del diseño estructural del puente Nagarote ubicado próximo a la intersección de la carretera nueva a León con la entrada al poblado de Nagarote, este tiene tres tramos y una longitud aproximada de 22 metros. Cabe mencionar la importancia que ha tenido y que aún tiene, puesto que la carretera que lo atraviesa representa uno de los principales ejes de distribución en la costa del pacífico de nuestro país y de quedar interrumpida o disminuir su condición de servicio causaría innumerables pérdidas económicas y de productos que se comercializan entre las zonas que comunica dicha vía.

Según información recabada se presentan incrementos en el tránsito promedio diario anual sobre la carretera en que se encuentra el puente Nagarote, además de un crecimiento de las comunidades cercanas a este, lo que obliga a una mayor movilización sobre la calzada del puente aumentando el riesgo de accidentes.

Las evaluaciones mencionadas establecieron otros hechos, entre los cuales están: el diseño funciona de manera ineficiente, las vibraciones producidas por las cargas vehiculares que se movilizan son exageradas, además se requiere de un ensanche en la vía para regular el flujo vehicular; por esta y otras causas se ha llegado a concluir que existe la necesidad de elaborar un diseño que de solución a las irregularidades del actual.

De acuerdo con datos encontrados en el MTI el puente Nagarote fue diseñado alrededor del año 1984, según las normas AASHTO edición 1977 para carga móvil camión T-13 (8 ton) y HS-20-44. Con mampostería de piedra bolón, con concreto clase A ($f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$), el acero de refuerzo conforme a la AASHTO-M31 grado 40. La carpeta asfáltica según la sección 630, recubrimiento para calzadas de puentes concepto 630 (I) de las revisiones al FP-69.

Hoy en día este puente requiere de un nuevo diseño que garantice la seguridad y el buen servicio a los usuarios, así como una excelente fluidez vehicular para



evitar la interrupción del flujo productivo que circula, mejorando así las actividades a nivel interno y externo de esa zona y contribuyendo al desarrollo del país.

1.4 JUSTIFICACION

En vista del denominado término globalización, nuestro país esta en proceso de desarrollo.

Hay un conjunto de necesidades políticas, sociales, económicas, culturales, etc., a las que se les debe dar solución. Nuestra infraestructura esta presente y forma una parte importante como símbolo de unión para lograr este crecimiento.

Es evidente el deterioro progresivo de las estructuras existentes causado por razones casi inevitables, en el caso de nuestra red vial podemos citar impactos negativos sufridos por las estructuras como los puentes, que al igual que las carreteras por razones técnicas, de diseño o mantenimiento, no presentan un estado eficiente para satisfacer los requerimientos de comunicación entre las diferentes regiones.

Con el paso del tiempo los elementos que forman una estructura experimentan daños debido a sobrecargas originadas por el ataque impredecible de desastres, la frecuencia, velocidad y/o cargas con que circulan los vehículos en dicha vía, debido al desarrollo de un sinnúmero de actividades; estas entre otras son razones que provocan la falla de las estructuras por lo que se hace necesario el mantenimiento o reemplazo definitivo de algunas para brindar el servicio adecuado y así contribuir con el desarrollo o progreso tan anhelado del país.

El diseño de nuestra red vial amerita la utilización de normas y criterios que garanticen un servicio eficiente, además se requiere de un mantenimiento adecuado para que las obras, como en el caso de los puentes, brinden durante toda su vida útil las mejores condiciones de seguridad y servicio.

La importancia del sector transporte radica en su estrecha vinculación con los demás sectores, ya que es éste el responsable del tráfico de productos y servicios de la zona de producción a la zona de consumo. Un buen sistema de transporte con un eficiente funcionamiento constituye un factor estimulante a las inversiones privadas. En nuestro trabajo vamos a proponer una alternativa que de solución a los problemas que presenta la estructura actual del puente Nagarote, la carretera que atraviesa dicho puente representa uno de los principales ejes de distribución de productos en la costa pacífica del país. Este puente comunica la zona de Managua a León y sirve de intermediario al tráfico internacional del transporte que se dirige al resto de los países del istmo centroamericano localizados al norte y sur de nuestro país, además, sirve de tráfico para la comercialización de los productos agrícolas y ganaderos que se producen en las zonas próximas.

En el puente Nagarote, durante la evaluación visual llevada a cabo en el sitio y una vez realizadas las evaluaciones estructurales correspondientes, se determinó que la estructura existente se encuentra en condiciones deficientes ante las condiciones actuales de carga y que su emplazamiento en relación a una intersección próxima al acceso, obligan al diseño y construcción de una nueva estructura.

En la estructura existente se producen vibraciones de los tableros-losa ante la excitación de las cargas dinámicas de tráfico, por un incremento en la circulación de vehículos, lo que hace necesaria la elaboración de un nuevo diseño que cumpla con las exigencias funcionales, de servicio y seguridad para los vehículos que circulan en la vía, es decir, un puente que satisfaga las condiciones actuales y futuras de demanda de carga y frecuencia vehicular.

En nuestro trabajo plasmaremos los conocimientos teóricos y/o prácticos adquiridos durante el proceso de desarrollo del diseño del puente, y los conceptos y métodos básicos para comprender su diseño; esperamos que este documento sirva de apoyo o guía a estudiantes en busca de solución al análisis de construcciones posteriores para este tipo de estructuras.

1.5 LIMITACIONES DEL ESTUDIO.

El presente diseño no se hizo para mostrar la alternativa más económica, pero sí se realizó con el fin de cumplir con todos los objetivos propuestos.

No se realizaron los estudios necesarios para el diseño de un puente debido al alto costo económico que esto amerita para los autores, sin embargo, los datos requeridos del levantamiento topográfico, el estudio de suelo y otros estudios preliminares al diseño y construcción fueron tomados de la información suministrada por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) quien realizó todos estos estudios recientemente y están actualizados. Dicha documentación nos la facilitó el ingeniero Jorge Urbina Supervisor de Proyectos del MTI.

No se muestran cálculos introductorios para la determinación de parámetros de diseño específicos del puente relacionados con los estudios mencionados anteriormente, debido a la diversidad de métodos y formas de solución o a la magnitud de este trabajo, por lo que solo se mencionan o explican de manera breve tales estudios en determinado capítulo.



1.6 OBJETIVOS.

1.6.1 Objetivo general

* Presentar una alternativa de diseño para el puente Nagarote, que cumpla con las normas y especificaciones requeridas para prestar un servicio seguro y eficiente.

1.6.2 Objetivos específicos

- * Mostrar al lector la información y definiciones fundamentales para la realización del diseño de un puente.
- * Proponer el diseño de vigas para la superestructura:
Vigas metálicas y
Vigas de concreto presforzado.
- * Reducir los tramos y pilas existentes mediante el diseño de la superestructura.
- * Diseñar las cimentaciones.
- * Diseñar la sección transversal del puente Nagarote, proponer 4 carriles que permitan mayor fluidez del tráfico vehicular en la vía.





2.1 INTRODUCCION.

En la construcción de una carretera o de una vía férrea se presentan ciertos obstáculos que han de ser salvados por una estructura segura y económica, la cual debe soportar el tránsito de vehículos o de otro tipo sobre el cruce. Estas deben diseñarse estéticamente, de modo que armonicen y enriquezcan la belleza de sus alrededores. Los obstáculos pueden ser variados y presentan condiciones que obligan a usar diferentes tipos de estructura.

El más fuerte obstáculo lo constituyen las corrientes de agua que atraviesan el trazado de una vía, en donde se necesita una estructura tal, que la abertura que ella deja sea suficiente para permitir el cruce del agua en una crecida, sin que afecte a la propia estructura ni sobrepase la altura de la rasante obstruyendo la circulación por la vía.

2.2 DEFINICIÓN DE PUENTE.

Los puentes son estructuras que se utilizan para salvar obstáculos naturales o artificiales, como ríos, lagos, quebradas, valles, pasos a desnivel, carreteras entre otros, los cuales deben satisfacer las necesidades de funcionamiento como instalaciones soportadas, a partir de las consideraciones básicas como: flujo, condiciones de carga, particularidades del sitio, normas y requisitos geométricos e hidráulicos.

El objetivo principal para la construcción de un puente es proporcionar el acceso y circulación peatonal y/o vehicular, por lo que para un buen proyecto de diseño se requiere tomar en cuenta todos los elementos de juicio, mencionados anteriormente, que al conjugarlos entre sí responderán ante las cargas de servicio de manera eficiente, segura y económica.



2.3 CLASIFICACION DE LOS PUENTES.

Los puentes se dividen en dos categorías generales: fijos y puentes móviles; también se pueden agrupar de acuerdo a las características siguientes.

2.3.1 Según su uso estos pueden ser para:

- Carreteras.
- Ferrocarriles.
- Canales.
- Peatones.
- Tuberías.

2.3.2 Según su geometría básica:

En planta.

- Puentes rectos.
- Puentes curvos.
- Puentes esviados.
- Puentes a escuadras.

En elevación.

- Puentes de paso superior.
- Puentes de paso inferior.
- Puentes de claro corto.
- Puentes de claros medios.
- Puentes de claro largo.

2.3.3 Según su sistema estructural:

- Puentes de claro simple.
- Puentes de viga continua.
- Puentes de arco simple.
- Puentes de arco múltiple.
- Puentes colgantes.
- Puentes de armaduras.

2.3.4 Según su material de construcción principal:

- Puentes de madera.
- Puentes de mampostería.
- Puentes de acero.



- Puentes de concreto.

2.3.5 Según el fundamento arquitectónico utilizado.

- Colgantes.
Con armadura superior.
Con armadura inferior.
- Atirantado.
Forma de arpa.
Forma de abanico.
Forma de haz.
- En arco.
Superior.
Inferior.
A nivel intermedio.
- Móviles.
Giratorio.
Básculas.
Levadizo.
- Losa maciza.
Un tramo.
Varios tramos (isostática e hiperestática)
Articuladas o gerber.
- Con vigas simplemente apoyadas.
Un tramo.
Varios tramos.
Articuladas o gerber con pilas tipo consolas.
Losa apoyada en vigas cajón.
- Pórticos.
Empotrados.
Trilátero biarticulado.
Con soportes inclinados.
De pórticos triangulados.
- Armadura metálica.
Armadura y arriostramiento inferior.
Armadura y arriostramiento superior.
Tipo Bayley.

Compuestos.

La mayoría de los puentes son fijos y una minoría son móviles, estos pueden abrirse ya sea vertical u horizontalmente de modo que permita que el tránsito fluvial pase por debajo de la estructura.

2.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES SEGÚN SU CLASIFICACION.

Los Puentes pueden clasificarse en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos, entre los cuales citaremos los siguientes: tipo de material utilizado en su construcción, sistema estructural predominante, sistema constructivo empleado, uso que tendrá el puente, ubicación de la calzada en la estructura del puente, etc.

2.4.1 Según su tipo.

Los puentes móviles se construyen para cruzar una vía fluvial. Su objetivo es brindar una altura libre suficiente para la navegación, sin necesidades de hacer erogaciones tan fuertes como las que se representan en la construcción de pilas altas. Los dos tipos de puentes móviles son:

1. El puente giratorio: estos están soportados en una pila central y gira horizontalmente. Con este tipo de estructura no hay problemas con el espacio libre vertical, que es limitado, pero la pilas centrales representan un obstáculo para barcos.
2. Puentes levadizos verticales: en estos el tramo móvil es izado verticalmente sobre el área libre de navegación y se usa cuando el espacio horizontal requerido es mayor que el espacio libre vertical necesario.

2.4.2 Según el servicio que estos van a prestar.

1. Peatonal: es cuando su uso se circunscribe al tráfico de peatones, exclusivamente.
2. Carretero: es el más corriente. Se utiliza para el paso de una carretera sobre un curso de agua o el paso sobre otra vía, o a cierta altura sobre un valle.
3. Ferrocarrilero: para el paso del ferrocarril.
4. Compuestos o combinados como los puentes de caminos con circulación de tranvía o baquetas para peatones, o bien un puente de ferrocarril que soporta al mismo tiempo el tránsito de un camino. Normalmente estos están provistos de aceras para la circulación de los peatones por lo que casi siempre tienen por lo menos dos funciones diferentes.
5. Acueducto, para el soporte de tuberías de agua, gas, petróleo, etc.

2.4.3 Según su geometría básica.

Los puentes rectos son aquellos que vista en planta tienen una trayectoria completamente recta.

Los puentes curvos son aquellos que tienen una trayectoria curva, es decir, el eje central de la carretera en ese tramo no es recto.

Los puentes esviados son aquellos donde el eje longitudinal del puente y el eje longitudinal del río, forma un ángulo diferente de 90° . Se dice que el tablero de un puente tiene esviaje o está construido en esviaje, cuando la forma en planta del tablero no es rectangular.

Conste que no se habla de relación geométrica de ejes calzada superior con vías inferiores, ya que el caso de esviaje que se presentara por estas condiciones, podría resolverse con pilas monocolumnas. Generalmente, los apoyos de un puente suele ubicarse paralelos a las vías inferiores por razones de simplicidad, de menor molestia a los usuarios de las calzadas que pasan debajo de los tableros, o para facilitar el paso del flujo de agua. Sin embargo el esviaje en el tablero, complica su análisis, el diseño y su construcción. Los tableros con planta curva también tienen las mismas dificultades, las cuales aumentan mientras menor sea el radio de curvatura, mayor la longitud de los tramos.

Los puentes a escuadra son aquellos donde el eje del puente y el eje longitudinal del río forman un ángulo de 90° .

Los puentes de paso superior son los puentes más comunes de nuestro país, estos tienen su piso o superficie de rodadura descansando sobre los miembros principales de carga, de modo que no requieren contraventeo alguno sobre la parte superior.

Un puente de paso inferior es aquel donde existe un contraventeo sobre la parte superior del mismo. En muy pocas ocasiones se pueden ver sobre el mismo puente una combinación de tramos de paso inferior y de paso superior.

Los puentes de claro corto son aquellos de hasta unos 125 pies, para estos generalmente se acostumbra usar travesaños de alma llena o vigas de concreto.

Los puentes de claro medio son aquellos de aproximadamente 125 y 145 pies; para estos claros aun compiten las travesaños de alma llena (hasta aproximadamente unos 200 pies).

Los puentes de claro largo son aquellos que tienen más de 400 pies de claro libre, para estos se usan puentes colgantes o estructuras en forma de arco.

De acuerdo a su arreglo estructural, los puentes de claro simple son aquellos donde sus miembros principales de carga se extienden en un extremo a otro, en uno de sus extremos sobre su apoyo fijo y el otro extremo móvil.

Los puentes continuos son aquellos que están apoyados continuamente, estos permiten reducir los momentos positivos máximos. Este arreglo puede resultar objetable si las cimentaciones son susceptibles a sufrir asentamientos desiguales produciendo así esfuerzo en los miembros por los hundimientos diferenciales.

2.4.4 Según su sistema estructural.

Isostáticos: es aquel puente cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que lo sostienen.

Hiperestáticos: aquellos cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos.

Esto nunca será cierto en toda la estructura de un puente; a menos que se quisiera lograr con mucho empeño, todos los elementos de un puente no podrán ser isostáticos; basta decir que un tablero simplemente apoyado de un puente, está formado por un conjunto altamente hiperestático de losa de calzada, vigas y diafragmas transversales (separadores), cuyo análisis estático es complicado de realizar.

Los puentes de claros simples son los puentes más comunes, los cuales normalmente son de tramos de hasta 40 metros de claro según sea su material de construcción principal.

Los puentes de viga continua son utilizados cuando se necesita salvar un obstáculo muy largo y no se dispone de una solución más económica tanto desde el punto de vista económico como de construcción.

Los puentes en arcos son realmente estructuras atractivas, pueden ser de traveses o de armaduras dependiendo del claro y de sus alrededores. Estos bajo cargas verticales tienden a producir reacciones horizontales convergentes produciendo flexión en el arco, los que a su vez tienden a anular el momento producido por los componentes verticales de reacción. Una ventaja de los arcos construidos en forma parabólica es que cuando sea cargado con una carga uniforme no tenga momentos de flexión, sino solamente compresión axial en él.

Los arcos se clasifican como tres articulaciones, de dos articulaciones, una articulación o empotrados. El arco más común es proporcionar dos articulaciones, una en cada extremo lo que hace que sea indeterminado de primer grado. Además se clasifican como de nervaduras, de alma llena, arcos en celosía de cuerdas paralelas y de arcos en celosía de cuerda superior horizontal.

Puentes colgantes, cuyos elementos portantes primordiales son los cables, de los cuales cuelgan las péndolas que, a su vez, soportan el tablero. Los puentes colgantes pueden ser total o parcialmente suspendidos; estos últimos son los que tienen los tramos de acceso sin péndolas, o sea, el tablero de los tramos secundarios se soportan a sí mismo, sin depender de los cables. Los puentes colgantes son probablemente las estructuras más impresionantes aún por encima de cualquier edificio. Este tipo de puentes están suspendidos por cables que pasan sobre las torres y están anclados generalmente en los extremos del puente. La armadura atezadora refuerza el cable contra la vibración producida por las cargas vivas, y la mantienen en su forma normal. Estos puentes proporcionan un excelente método de reducción de momentos, en estructuras de claros largos la mayor parte de la carga en un puente colgante es resistida por el cable en tensión, que es un método eficiente y económico.

Puentes de armadura: Una armadura es una estructura que actúa como una viga, pero sobre todo con sus miembros sometidos a esfuerzos axiales. Los miembros están organizados en arreglos triangulares de manera ideal, el extremo de cada miembro es un nodo y es libre de rotar independientemente de los otros miembros en los nudos. Si esto no ocurre se introducen efectos secundarios en los miembros. Además si se presentan cargas en puntos distintos a los puntos de panel o nudos se producen esfuerzos de flexión en los miembros.

La superestructura de un puente de armadura típico se constituye de dos armaduras principales, el sistema de piso, el sistema lateral inferior, el sistema lateral superior, las armaduras transversales y los ensambles de apoyo.

2.4.5 De acuerdo al sistema constructivo empleado.

En general esta clasificación se refiere al tablero.

1. Vaciado en sitio, si la colada de concreto se hace sobre un encofrado dispuesto en el lugar definitivo.
2. Losa de concreto armado o postensado sobre vigas prefabricadas (de concreto armado o precomprimido, vigas metálicas, etc.).
3. Tablero construido por voladizo sucesivos (por dovelas prefabricadas o vaciadas en sitio); puede ser construido por adición sucesiva de elementos de acero, soldados o empernados.
4. Tableros atirantados.
5. Tableros tipo arpa, con doble fila de soporte o una sola fila.

6. Tablero lanzado, en el cual el tablero se construye en uno de los extremos del vano a cubrir y se lleva a su sitio deslizándolo sobre rodillos, supliendo el extremo delantero de la estructura con un elemento estructural auxiliar, llamado "nariz de lanzamiento"; algunas veces se utilizan apoyos auxiliares provisionales para facilitar el lanzamiento; otras veces se enlazan provisionalmente varias estructuras isostáticas para realizar el lanzamiento; después del cual se desacoplan para que trabajen de forma isostática.

2.4.6 Según el material de construcción principal.

1. Mampostería (ladrillo, piedra).
2. Madera.
3. Concreto armado.
4. Concreto precomprimido.
5. Acero.
6. Hierro forjado.
7. Compuestos.

La estructura de un puente no está constituida por un solo tipo de material, por lo cual esta clasificación no siempre se adaptará totalmente a la realidad. Aun así no deja de ser válida.

Los puentes de arcos hechos con mampostería de ladrillos, preferiblemente tendrán las bases construidas con mampostería de piedra, con el objeto de darles mayor consistencia y hacerlas más duraderas al embate de las aguas de un río.

Así mismo, un puente cuyo tablero sea de madera podría tener las fundaciones de mampostería de piedra o de concreto. Los puentes con tableros metálicos, cuando son de cierta envergadura o cuando el suelo es agresivo al metal, químicamente hablando, tendrán sus bases construidas con otro material.

En general, la losa de calzada de los puentes cuyo material portante de los tableros es el acero, será de concreto armado, aún cuando hay muchos ejemplos de calzadas constituidas con láminas de acero, recubiertas o no con concreto asfáltico o con compuestos de arena y epoxy (puentes elevados, por ejemplo); en este caso, el recubrimiento serviría para proveer a la calzada de un coeficiente de fricción adecuado ó para hacerla menos ruidosa al paso de los vehículos.

En puentes cuyo tablero es de concreto precomprimido, las columnas de las Pilas y sus fundaciones, así como los estribos y muros, serán de concreto armado. Las anteriores descripciones solo son un ejemplo de las combinaciones que pueden lograrse.



Puentes de acero: los puentes de acero son competitivos para claros de tamaño mediano y favorable para puentes de claro largo por las siguientes razones:

- a) Tienen alta resistencia a tensión.
- b) Se comportan como un material elástico casi perfecto dentro de los niveles normales de trabajo.
- c) Tienen reservas de resistencia más allá del límite de fluencia.
- d) Los sistemas de conexión son más seguros.
- e) Las normas estrictas de fabricación de la industria garantizan a los consumidores de uniformidad y de control de sus propiedades.

La principal desventaja es la susceptibilidad a la corrosión, la cual está siendo combatida con la aparición de aditivos químicos, o con el mejoramiento de los recubrimientos protectores. Dentro de los puentes de acero se encuentran:

Puentes de trabe de alma llena: Son puentes cuyas vigas principales son elementos que están formados de placas y perfiles de acero unidos entre sí por medio de soldaduras, remaches o tornillos. La principal ventaja de estos elementos es que pueden construirse de cualquier dimensión. Las vigas de alma llena son muy económicas para puentes carreteros, para claros simples de 80 a 150 pies y para tramos continuos hasta unos 400 pies.

Puentes de tablero ortotrópico: Están formados por una placa de acero recubierta por una superficie de desgaste y es rigidizada y soportada por una parrilla rectangular. El tablero de acero ayuda a su soporte a resistir los esfuerzos de deflexión.

Puentes de viga cajón: Se usan con frecuencia en puentes carreteros por su rigidez, economía, apariencia, resistencia a la corrosión y alta resistencia torsional. Con sus anchas aletas inferiores y altura relativamente pequeña, estas pueden utilizarse en forma económica.

Puentes de concreto: Normalmente los puentes de concreto más comunes son puentes de concreto reforzado y los puentes de concreto preesforzado. Una característica notable de los puentes de concreto es que normalmente son estructuras pesadas.

La diferencia más notable entre el concreto reforzado y el preesforzado consiste en el empleo de materiales de mayor resistencia en el concreto preesforzado. Con el objeto de utilizar la resistencia completa del acero de gran resistencia a la tensión, es necesario recurrir al preesfuerzo para predeformarlo. El preesfuerzo del acero y su anclaje contra el concreto, produce esfuerzos y deformaciones deseadas que sirven para reducir o eliminar las grietas en el concreto. De este modo la sección completa del concreto llega a ser efectiva en el concreto

reforzado solamente se supone que actúa la parte de la sección sobre el eje neutro. En el concreto preesforzado, se requiere concreto de alta resistencia para acero de alta resistencia con el objeto de obtener proporciones económicas. También se necesita concreto más fuerte para resistir esfuerzos elevados en los anclajes y dar resistencia a las secciones más delgadas que tan frecuentemente se emplean en el concreto preesforzado.

Los puentes de concreto preesforzado tienen muchas ventajas sobre los puentes de concreto reforzado entre las cuales podemos citar las siguientes:

En cuanto a su uso:

1. Es más adecuado para estructuras de claros largos.
2. Las estructuras preesforzadas son más esbeltas y por lo mismo susceptibles de un diseño artístico.
3. Estas no se agrietan bajo cargas de trabajo y cuando se presenta cualquier agrietamiento bajo sobrecargas, desaparecen tan pronto se remuevan, a menos que las sobrecargas sean excesivas.
4. Bajo carga muerta la deflexión es mínima debido al efecto de la combadura producida por el preesfuerzo.
5. Bajo cargas vivas la deflexión es también mínima por la efectividad de la sección completa de concreto no agrietada, pues tiene un momento de inercia dos o tres veces mayor que la sección agrietada.
6. Los elementos preesforzados son más propios para recolarse por su menor peso.

2.5 ELEMENTOS DE UN PUENTE.

Los puentes son estructuras utilizadas para salvar obstáculos naturales y artificiales y sus elementos principales son:

2.5.1 SUPERESTRUCTURA.

Es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por:

Superficie de rodamiento: suele ser el concreto reforzado de alta resistencia y en pocas ocasiones de elementos prefabricados, también puede ser metálica como en el caso de puentes de cubierta ortotrópica.

Superficie bituminosa: es una capa asfáltica que sirve como recubrimiento protector a la superficie de rodamiento.

Acera: es una sección que sirve para la circulación peatonal que generalmente está en los extremos longitudinales del puente.

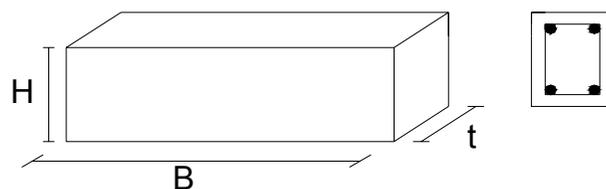
Barandales: son elementos instalados para garantizar la seguridad de los peatones, y al mismo tiempo sirven para evitar en accidentes la caída de los vehículos al vacío.

Ménsulas: son elementos que están en los extremos longitudinales del puente que normalmente son diseñados en voladizos. Estos reciben cualquier tipo de carga que actúe en los extremos del puente (losas, aceras, barandales) para luego transmitirlos al elemento principal. Estos elementos pueden ser de acero o de concreto según convenga.

Vigas longitudinales y transversales: cuando los puentes son de claros cortos el elemento principal son las vigas longitudinales, que se apoyan en los extremos del puente. Cuando el puente tiene un claro muy corto (menor o igual a 6 metros) no se proveen de vigas longitudinales, sino de una losa de mayor grosor la cual resulta mucho más económica.

Cuando el puente tiene un claro muy largo, el elemento principal de esta estructura puede ser una armadura, un arco o un puente colgante los cuales están provistos de vigas longitudinales y transversales que transmiten la carga hacia el elemento principal.

Diafragmas: son elementos que sirven de arriostre lateral de la estructura, capaces de transmitir las fuerzas sísmicas o fuerzas de viento hacia la subestructura.



Diafragma de concreto reforzado.

En puentes de vigas y tablero, se construyen diafragmas transversales en los extremos del puente, los principales propósitos de estos diafragmas son:

1. Suministrar apoyo lateral a las vigas.
2. Ayudar a la distribución lateral de las cargas concentradas, que pueden actuar sobre una o varias vigas principales, garantizando así que todo el puente trabaje como una unidad.

Los diafragmas intermedios transversales se colocan en el centro o en los tercios del claro, por lo general tienen entre 6 y 8 pulgadas de espesor, con cuantías nominales de refuerzo. Se utilizan para luces mayores de 40 pie.

Según la AASHTO 10.20.2 las fuerzas debido a la carga de viento cuando los patines superiores tienen soporte continuo pueden ser calculadas. En el artículo 10.20.2.1 los esfuerzos máximos incluidos F en el patín inferior de cada viga del sistema, pueden ser calculado de la siguiente manera:

$$F = RFcb \quad (\text{Ec 2.1})$$

Donde:

$$R = [0.059L - 0.64]Sd^{-1/2} \quad (\text{Ec 2.2})$$

Cuando el refuerzo lateral inferior está estipulado:

$$Fcb = \frac{72 M_{cb}}{T_f b_f^2} (Ph) \quad (\text{Ec 2.3})$$

$$M_{cb} = 0.08 wSd^2 \quad (\text{lb} - \text{ft}) \quad (\text{Ec 2.4})$$

Donde:

W = Carga de viento a lo largo del patín exterior (lb/pie)

Sd = Espaciado del diafragma (pie).

L = Longitud del claro (pie).

T_f = Espesor del patín (pulg.).

b_f = Ancho del patín (pulg.).

La superestructura está provista por otros elementos que sirven para mejorar las condiciones de estas estructuras tales como: tubos de drenaje, luces a lo largo de la estructura para mejorar la visibilidad, entre otras.

2.5.2 SUBESTRUCTURA.

Son elementos en los que se apoya el puente, o sea es la base del puente y es la encargada de recibir y transmitir al estrato resistente las cargas que bajan de la superestructura hacia los apoyos del puente.

Los estribos son básicamente pilares con muros en los extremos. Estos muros contienen el relleno del acceso y deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión y que se despliegue el relleno; estos deben protegerse contra la volcadura

sobre la orilla de la zapata contra el deslizamiento sobre la zapata y contra la fractura del subsuelo o la descarga de los pilotes cuando estos existan.

Los puentes de claro medio y de claro largo están sujetos a movimientos importantes de rotación y longitudinales en los extremos, es por eso que las subestructuras deben diseñarse como estructuras independientes que proporcionen elementos que sirvan de base para recibir los apoyos del puente.

Los estribos pueden ser abiertos o cerrados, los estribos cerrados pueden ser huecos o sólidos. Los estribos sólidos generalmente son de mampostería elaborados por bolones debido a la facilidad de hallar este material en la ribera de los ríos. Los estribos huecos se les conoce así por su forma estructural, pero por lo general se rellenan de suelo-cemento para proporcionarle peso y a la vez brindarle mayor seguridad a la estructura.

2.6 CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.

El diseño de cimentaciones de estructuras como edificios, presas y puentes, requiere el conocimiento de factores como: la carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación, los requisitos del reglamento nacional de construcción, el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos y las condiciones geológicas del suelo. Las cimentaciones se clasifican en cimentaciones profundas y cimentaciones poco profundas. Las cimentaciones poco profundas o superficiales son aquellas en las que las profundidades de desplante no es mayor que dos veces el ancho del cimiento y las cimentaciones profundas son aquellas cuya relación entre el área de la sección transversal y su longitud es muy alta, siendo estos denominados pilotes.

2.6.1 Cimentaciones poco profundas.

Cuando el terreno se encuentra a una profundidad relativamente limitada, es factible llegar con frecuencia a él por medio de una excavación de cielo abierto y soportar directamente la estructura a ese nivel usando una fundación superficial. Los tipos más utilizados son: los cimientos aislados, los cimientos combinados, los cimientos continuos y las placas corridas, en la mayoría de éstas la profundidad de empotramiento puede ser igual o menor a tres veces el ancho de la cimentación.

2.6.2 Cimentaciones profundas.

En general los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales o bien cuando el uso de cimentaciones superficiales causará un daño estructural considerable causando inestabilidad.



Los pilotes pueden clasificarse atendiendo a diferentes causas:

a) Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

De madera.
De acero.
De concreto simple.
De concreto reforzado.
De concreto preesforzado.
Compuestos.

b) Respecto al lugar de su construcción:

Prefabricados: cuando el pilote se fabrica en un lugar distinto a su hincado.
Colados in situ al ser hincados en el lugar de la obra.

c) Respecto a la sección transversal:

Hueca.
Maciza.

d) Respecto a su apoyo:

Pilotes de fricción: cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral.

Pilotes de punta: cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.

Pilotes de apoyo compuestos: cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo.

e) Respecto a su dirección:

Pilotes verticales.
Pilotes inclinados.

Los pilotes pueden fabricarse en una gran variedad de tamaños, formas y materiales para adaptarse según sean los requisitos especiales, incluyendo la competencia económica. Aunque su variedad desafía las clasificaciones sencillas, pueden estudiarse desde el punto de vista de los principales materiales de que están hechos. Los pilotes más comunes son:

Pilotes de acero: se utilizan mucho como pilotes los tubos de acero, que por lo general se llenan de concreto una vez hincados, y los perfiles de acero en H cuando las condiciones requieren un hincado violento, longitudes grandes, o

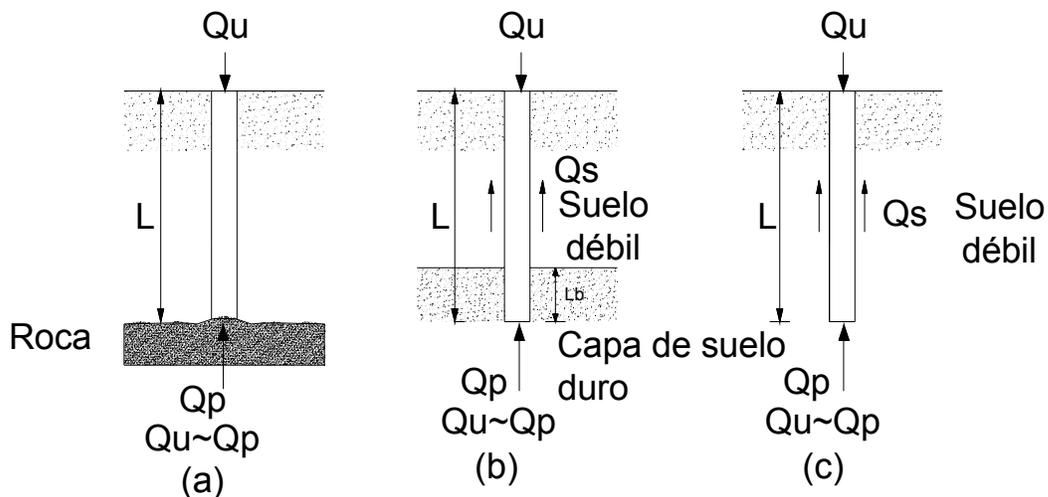
elevadas cargas por pilotes. Este tipo de pilotes se usan cuando la carga es mayor de 45 ton., éstos solamente se dañan si los esfuerzos de trabajos son grandes.

Pilotes de concreto: se dividen en dos categorías principales, coladas en el lugar y precolados.

Pilotes de madera: la longitud de estos pilotes se limita por la altura de los árboles disponibles, aunque se usan en algunas construcciones éstos no soportan los esfuerzos debido a un fuerte hincado, por lo que su colocación debe ser cuidadosamente eficiente. La resistencia de la punta puede incrementarse usando regatones de acero, pero para un tipo dado de martinete el peligro de romper los pilotes puede reducirse mucho únicamente limitando el esfuerzo inducido en la cabeza del pilote y el número de golpes del martillo. La carga de trabajo de éstos se reduce a 25 ton.

Pilotes compuestos: este tipo de pilotes se fabrican uniendo secciones superiores e inferiores de materiales diferentes como concreto arriba del nivel de las aguas freáticas y madera sin tratar debajo. El costo Y la dificultad para obtener una junta aceptable ha sido la causa del abandono casi total de este tipo de construcción.

Principales funciones de los pilotes.



L_b = profundidad de penetración en estrato de apoyo
 (a) y (b) pilotes de punta, (c) pilotes de fricción

Pilotes de punta: transmite cargas a través de agua a suelos blandos hasta estratos con suficiente capacidad portante, por medio de soportes en la punta del pilote.

Pilotes de fricción, flotante: transmite cargas a un cierto espesor de suelo relativamente blando mediante fricción desarrollada sobre la superficie lateral del pilote, a lo largo de la longitud del mismo.

Pilotes de fricción, compactación: compacta suelos granulares relativamente sueltos incrementando su compacidad y en consecuencia su capacidad de carga por fricción.

Pilotes de tensión: su capacidad para resistir fuerzas de arranque le permite evitar el desplazamiento hacia arriba de estructuras sometidas a fuerzas de levantamiento o al trabajar en conjunto con pilotes a compresión, configuran mecanismos resistentes a momentos de volcamiento sobre la fundación como los producidos por cargas actuantes en la parte superior de estructuras de gran altura.

Pilotes de anclaje: configuran mecanismos de anclaje resistentes a empujes horizontales de tablescados u otras estructuras. Usualmente se combinan pilotes a tensión con pilotes a compresión.

Pilotes de defensa: son parte integrante de estructuras que se deforman elásticamente bajo cargas dinámicas lo que les confiere gran capacidad de amortiguación de energía y les permite proteger estructuras frente al agua del impacto de las embarcaciones y otros elementos flotantes masivos.

Pilotes inclinados: Al instalar un pilote con su eje longitudinal inclinado en cierto ángulo con respecto a la vertical, la componente horizontal de la capacidad axial de carga del pilote se puede aprovechar para resistir fuerzas horizontales.

2.7 CAPACIDAD DE CARGA EN LOS SUELOS.

La función básica de toda fundación es distribuir las cargas de la superestructura, dispersándolas en el suelo adyacente, de manera que los materiales que lo sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas. La capacidad de carga que soporta un suelo es diferente según el suelo con que se esté trabajando y depende del tipo de cimentación a utilizar.

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada teniendo además un margen de seguridad, por el llamado coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, características de la estructura y el coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

2.8 CAPACIDAD DE CARGA EN LOS PILOTES.

Existen dos procedimientos básicos para estimar la carga última, y en consecuencia, la carga de trabajo que pueda soportar un pilote:

1. Método estático: el cual considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, la capacidad del pilote se estima a partir de la evaluación de los suelos en que se apoyará el mismo.
2. Método dinámico: se basa en el trabajo que se requiere para hincar el pilote por los golpes del martinete. En consecuencia solo es aplicable a pilotes que se hincan por este procedimiento.

Método estático.

Resistencia unitaria última de punta de pilotes para suelos granulares.

$$q_{bu} = q'vNq \quad (\text{Ec 2.5})$$

Donde:

$q'v$ = es la presión vertical efectiva de sobrecarga al nivel de la base del pilote.

Nq = es el factor de capacidad portante.

(Ec 2.6)

$$Nq = 10^{N \tan \phi} \quad (\text{Ec 2.7})$$

$$Nq = 10^{2.7 \tan \phi} \quad (\text{Ec 2.8})$$

$Nq = 10^{[2.6+0.01(\phi-30)]\tan \phi}$ Resistencia unitaria última de punta de pilotes en suelos cohesivos.

Coeficientes de fricción lateral	
Tipos de suelos	Fricción lateral (ton/m ²)
Arcilla suave y limos	1-2
Limo arenoso	2-5
Arcilla rígida	4-10
Arena suelta	2-.3
Arena densa	3-10

La capacidad de carga por punta drenada en arcillas saturadas es considerablemente más alta que la capacidad no drenada.

2.9 CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS.

a. Cimentaciones en arenas y gravas ($c = 0, \Phi \neq 0$)

Para zapatas corridas: cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero.

$$q_c = \lambda D_f N_q + 1/2 \gamma B N \gamma \quad (\text{Ec 2.9})$$

Para zapatas cuadradas:

$$q_c = \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N \gamma \quad (\text{Ec 2.10})$$

Para zapatas circulares:

$$q_c = \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma B N \gamma \quad (\text{Ec 2.11})$$

Donde:

q_c = presión máxima que puede darse en el circuito.

D_f = profundidad de desplante del cimiento.

γ = peso volumétrico del suelo.

$N_c, N_q, N \gamma$ = coeficientes de factores de carga, en función del ángulo Φ del suelo.

Otra de las fórmulas para calcular la capacidad de carga en suelos granulares es:

$$q_a = 3.38 (N - 3) \left[\frac{B + 0.5}{2B} \right]^2 \text{ en (ton/m}^2\text{)} \quad (\text{Ec 2.12})$$

Donde:

N = número de golpes.

B = ancho de cimentación en metros.

Normalmente en la práctica esta fórmula es utilizada para predimensionar las subestructuras.

b) Cimentaciones en arcillas homogéneas.

Según la teoría de Terzaghi:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f \quad (\text{Ec 2.13})$$



Donde:

C = cohesión del suelo.

Df = profundidad de desplante del cimiento.

2.10 FACTOR DE SEGURIDAD PARA CAPACIDAD DE CARGA.

La capacidad de carga admisible se conoce como la fracción de la capacidad real o de falla del suelo en estudio, para poder cubrir todas las incertidumbres referentes a las capacidades del suelo.

$$q_{adm} = \frac{qc}{F_s} \quad (\text{Ec 2.14})$$

Para suelos permanentes cohesivos, la capacidad de carga es:

$$qc = CNc + \gamma Df \quad (\text{Ec 2.15})$$

CNc = representa la resistencia del suelo.

Si se aplicara un factor de seguridad éste debe ser sobre el término CNc, de la siguiente manera:

$$q_{adm} = \frac{CNc}{F_s} + \gamma Df \quad (\text{Ec 2.16})$$

Como factor de seguridad existen varios dependiendo de la importancia de la estructura y el orden de incertidumbre que se maneja; normalmente se le da un factor de seguridad de 3 cuando las cargas actuantes se consideran permanentes, y 2 ó 2.5 cuando se considera además de las cargas permanentes carga viva eventual y 1.5 cuando se consideran efectos de sismos.





3.1 GENERALIDADES.

La ideología triunfante de proporcionarles a todos los hombres según sus necesidades, nos hace ver el enorme trabajo que significa proveer a la humanidad de las construcciones adecuadas para todas sus funciones sociales, políticas, recreativas, educacionales, etc. Solo por el dominio y la creación de nuevas técnicas de construcción se logrará alcanzar ese objetivo.

La elección de una forma estructural dada implica la elección del material con que se piensa realizar la estructura. Al hacer esta elección se debe tener en cuenta las características de la mano de obra y el equipo disponible, así como también el procedimiento de construcción más adecuado para el caso.

3.2 INTRODUCCIÓN

Se denomina materiales de construcción a todos los cuerpos o elementos que integran las obras de construcción, cualquiera que sea su naturaleza, composición y forma, ya sean materiales naturales o artificiales.

Las razones que nos llevan a un uso correcto de los materiales de construcción, provienen de la función o trabajo que deben realizar dichos materiales dentro de las cuales están: función física, constructiva, económica, plástica y mecánica.

Debemos trabajar con una calidad integral, para un buen funcionamiento y mínima conservación, ya que con ello se pueden alcanzar los grandes objetivos fijados en los planes de desarrollo y que se traducen, en última instancia, en elevar la calidad de vida de los habitantes.

El no llevar un control de calidad, trae como consecuencia cuellos de botella locales o regionales, los que ocasionan problemas más o menos importantes, pues entorpecen el fluir de las economías.

La calidad implica el estricto cumplimiento de las acciones bajo los parámetros clásicos de control de obras que todos conocemos: tiempo-costo-calidad, enmarcados dentro del rubro de seguridad.

Los dos primeros parámetros (costo y tiempo), en ocasiones, por necesidades de la obra, pueden ser susceptibles de modificarse o variar, sin embargo debemos tratar de que esto no ocurra; pero este por ningún motivo debe ser el caso de la calidad, debido a las especificaciones existentes, por lo que siempre debemos ver que la calidad no se cambie para el mal de la obra.

El concepto de calidad total o calidad integral se requiere para que las obras cumplan óptimamente para el fin que fueron diseñadas dentro de los parámetros de servicio y funcionalidad. La calidad total o calidad integral debe servir para la prevención y no la corrección.

Si nos atenemos al material principal con el que se ha construido el tablero podemos clasificar los puentes en:

Prefabricados.

Metálicos.

Concreto armado o preesforzado.

3.3 DEFINICIONES Y PRINCIPIOS BASICOS.

El concreto es un material pétreo, combinación obtenida de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua, originando así un material heterogéneo.

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil a la tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto.

La combinación de concreto simple con refuerzo constituye lo que se llama concreto reforzado.

El preesfuerzo es la imposición de un estado de esfuerzos en un miembro estructural antes de ponerlo en servicio, el cual le permitirá soportar mejor las cargas y fuerzas que se le apliquen durante el servicio, o cumplir mejor las funciones para las que fue diseñado.

El preesfuerzo requiere de una predeformación: es importante recordar que no puede aplicarse preesfuerzo a un miembro a menos que dicho miembro pueda acortarse.

Los tendones son los elementos alargados o tensados que se utilizan para dar la precompresión al concreto: pueden ser de alambre de acero de alta resistencia, de torones hechos con alambre de acero de aleación de alta resistencia o de varillas de acero de alta resistencia.

Gatos simples: Este término se usa para nombrar a todos los tipos de gatos exteriores que sirven para preesforzar el miembro contra los apoyos (o los tendones internos). Los gatos simples son bolsas delgadas de neopreno que se inflan con aire o agua para ejercer una gran fuerza sobre una longitud pequeña; sobreponiendo varios de ellos se puede obtener un mayor movimiento.

Preesforzado interno es aquel que se aplica a tendones contenidos en el miembro de concreto o adyacentes a él (haciendo contacto).

Preesforzado externo es el que se aplica por medio de fuerzas como las suministradas por gatos apoyados sobre salientes localizadas en los extremos del miembro de concreto o en puntos intermedios, cuando los extremos están restringidos por los apoyos: por lo general solo se aplica a pavimentos, arcos y pedestales.

Pretensado es la imposición de un preesfuerzo por medio del esforzado de los tendones en contra de las reacciones exteriores, lo cual se efectúa antes de que endurezca el concreto fresco: luego se deja que el concreto fragüe hasta un alto porcentaje de su resistencia última, entonces los tendones se sueltan para transmitir el esfuerzo al concreto.

Postensado es la imposición del preesfuerzo, preesforzando y anclando tendones a concreto ya fraguado. El postensado es extremadamente versátil y casi sin limitaciones de tamaño, longitud o rango de esfuerzos.

Preesforzado por etapas es el método utilizado para aplicar la fuerza de preesfuerzo en dos o más pasos, lo cual se hace para evitar un sobreesfuerzo o agrietamiento del concreto durante la fase de construcción del concreto, antes de aplicar más carga.

El preesfuerzo parcial es una filosofía de diseño en la cual el grado de preesfuerzo se mantiene intencionalmente bajo: por lo general el propósito es suministrar una compresión residual (tensión nula) bajo cargas normales de servicio, pero permitiendo tensión y aun agrietamientos en menor grado bajo sobrecargas ocasionales.

El flujo plástico es el cambio plástico que sufre el volumen de concreto bajo sobrecargas ocasionales.

Contraflecha es la deformación hacia arriba que sufre el miembro debido al preesfuerzo.

Contracción es el cambio sufrido en el volumen del concreto debido a la reacción química y al secado del agua contenida en la mezcla; parte de la contracción se presenta al fraguar el concreto, pero la mayor parte acontece durante el secado.

Relajación de esfuerzos es un flujo plástico irreversible en el acero, que se presenta bajo esfuerzos altos sostenidos; como su nombre lo indica, conduce a una reducción en el grado de esfuerzo de un tendón, disminuyendo así el preesfuerzo en el concreto.

Acortamiento elástico es el cambio de volumen que se presenta en el concreto al aplicarle la precompresión durante el preesforzado.

3.4 CONCRETO PREESFORZADO.

El concreto preesforzado es una modalidad del concreto reforzado la diferencia está en que se crea un estado de esfuerzos de compresión en el concreto antes de la aplicación de las acciones.

El principal objetivo del preesfuerzo, en el caso de una viga simplemente apoyada, es el compactar previamente el concreto en la parte inferior de la viga, con el propósito de contrarrestar toda o parte de la tensión provocada por las cargas gravitacionales.

El preesforzado consiste en crear un estado de esfuerzo y deformaciones dentro de un material, a fin de mejorar su comportamiento para satisfacer la función a que está sometido.

El método más común para aplicar el preesfuerzo es crear un esfuerzo de compresión en el concreto con el que se balancean total o parcialmente los esfuerzos de tensión que surgirán en condiciones de servicio.

Generalmente el preesfuerzo se induce por medio de tendones de acero internos, los cuales se tensan (o preesfuerzan) y a continuación se anclan.

El preesfuerzo no es un estado permanente, sino que depende del transcurso del tiempo pues tanto el concreto como el acero se deforman plásticamente cuando están sometidos a un esfuerzo permanente; este flujo plástico se incrementa considerablemente con las altas temperaturas y disminuye a temperaturas bajas.

La alta resistencia es adecuada para obtener mejor eficiencia y economía en el comportamiento.

3.4.1 Métodos de concreto preesforzado.

Pretensado: Se efectúa preesforzando los tendones y anclándolos luego en salientes exteriores; a continuación, el concreto se cuele y se cura de modo que alcance una resistencia adecuada a la compresión y a la adherencia. Una vez logrado esto, se sueltan los tendones de los anclajes y se transfiere el preesfuerzo al miembro de concreto.

El preesfuerzo solo se puede transmitir por medio del acortamiento elástico del concreto, pues mientras éste no se haya acortado, no estará preesforzado.

Postensado: El postensado se puede utilizar tanto en miembros precolados como en miembros colados in situ; por lo general, los tendones se insertan después de que el concreto ha endurecido y se ha curado.

En el caso de tendones múltiples, se debe seleccionar una secuencia balanceada para el postensado, para evitar el sobreesfuerzo excéntrico a los agrietamientos; puede ser necesario preesforzar los tendones por etapas, para compensar las pérdidas debidas al acortamiento elástico y para evitar el sobreesfuerzo temporal.

Al aplicar el esfuerzo deben confirmarse los alargamientos teóricos comparándolos con los reales, mediante lecturas en el medidor del gato, y también las pérdidas calculadas por fricción; las diferencias mayores del 5% deben investigarse cuidadosamente para determinar su causa y hacer las correcciones necesarias.

3.4.2 Elementos postensados.

1. El acero de preesfuerzo se coloca en ductos y se tensa una vez que el concreto ha fraguado. Un método opcional consiste en emplear “tendones envueltos.”
2. Los elementos se pueden construir como unidades prefabricadas ya sea en un patio de colado, o bien, pueden ser colados en la obra.
3. El acero se ancla en un extremo y se tensa por medio de un gato en el otro extremo. Al concreto se le aplica previamente una fuerza de compresión por medio de anclajes en los extremos de la viga.
4. Inicialmente el acero no está adherido, pero se puede inyectar una lechada en los ductos después del pretensado, de manera que el acero quede adherido, para así mejorar el comportamiento de la deflexión y de la resistencia última (mediante una mejor distribución de las grietas con cables adheridos).
5. Al acero se le da una forma de curva parabólica para facilitar una compensación entre el momento de preesfuerzo y el momento por carga muerta, que también es parabólico, dicha configuración descrita tendrá a mejorar la excentricidad.

Postensado exterior: sistema a base de alambre enrollado.

Los tendones de postensados pueden colocarse también fuera de la sección de concreto, al aplicar el preesfuerzo. En ocasiones, puede ser más económico y técnicamente preferible colocar un recubrimiento de concreto colado en sitio; en vez del concreto bombeado. También se puede asegurar el comportamiento favorable de los recubrimientos delgados de mortero mediante la adherencia continua con el concreto base.

Postensado con o sin adherencia.

Los tendones adheridos son aquellos que se adhieren al concreto circundante en toda su longitud, los tendones anclados en los extremos pueden ser adheridos o no adheridos al concreto, en general la adherencia de los tendones se logra por la inyección subsecuente de la lechada.

Cuando es sin adherencia, los tendones se pueden colocar previamente dentro de envolturas de plástico o fibra de vidrio, después de recubrirlos con un compuesto bituminoso apropiado; a continuación el tendón se coloca dentro de las cimbras, colando y dejando fraguar el concreto y preesforzando después dicho tendón.

3.4.3 Estados de carga en concreto preesforzado.

Una de las peculiares consideraciones en el concreto preesforzado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el miembro o estructura está sujeto. Para estructuras coladas en sitio, el concreto preesforzado tiene que diseñarse por lo menos para dos estados de carga: el estado inicial durante el preesforzado y el estado final bajo las cargas externas. Para elementos prefabricados, un tercer estado por transporte debe revisarse. Durante cada uno de estos estados, hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes condiciones.

Estado inicial: El elemento está bajo preesfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Este estado puede dividirse en los siguientes periodos:

Durante el tensado. Esta es una prueba crítica para la resistencia de los tendones. Generalmente, el máximo esfuerzo al cual los tendones estarán sujetos a través de su vida ocurre en éste periodo. Para el concreto, las operaciones de preesforzado imponen varias pruebas en la producción de la resistencia en los anclajes. Debido a que el concreto no tiene la resistencia especificada en el momento en el que el preesfuerzo es máximo, es posible la trituración del concreto en los anclajes si su resistencia no es adecuada.

En la transferencia del preesfuerzo. Para elementos pretensados, la transferencia del preesfuerzo se hace en una operación y en un periodo muy corto. Para elementos postensados, la transferencia es generalmente gradual, y el preesfuerzo en los tendones puede ser transferido al concreto uno por uno. En ambos casos no hay carga externa en el elemento excepto su peso en el caso del postensado.

Estado intermedio: Este es el estado durante la transportación y montaje. Ocurre sólo para elementos prefabricados cuando son transportados al sitio y montados

en su lugar. Es muy importante asegurar que los miembros sean manejados y soportados apropiadamente en todo momento. Por ejemplo, una viga simple diseñada para ser soportada en sus esquinas se romperá fácilmente si se levanta por el centro. No sólo debe ponerse atención durante el montaje del elemento, sino también cuando se le agreguen las cargas muertas superpuestas.

Estado final: Se debe considerar varias combinaciones de cargas vivas en diferentes partes de la estructura con cargas laterales tales como fuerzas de viento y sismo, y cargas por esfuerzos tal como aquellas producidas por asentamientos de apoyos y efectos de temperatura. Para estructuras preesforzadas de concreto, especialmente los tipos no convencionales, es usualmente necesario investigar sus cargas últimas y de agrietamiento, su comportamiento bajo sus cargas reales de sostenimiento en adición a la carga de trabajo. Tales como:

Cargas permanentes: La curvatura o deflexión de un elemento preesforzado bajo cargas permanentes generalmente es un factor dominante en el diseño, debido a que el efecto de la flexión aumentará su valor. De aquí que es deseable limitar la curvatura o deflexión bajo estas cargas.

Carga de trabajo: Cuando se diseña para la carga de trabajo hay una revisión en los esfuerzos y deformaciones excesivas. No es necesariamente una garantía de resistencia suficiente para las sobrecargas.

Carga de agrietamiento: El agrietamiento en un elemento de concreto preesforzado significa un cambio repentino en los esfuerzos de cortante y unión. A veces es una medida de la resistencia a la fatiga.

Carga última: Las estructuras diseñadas bajo la base de esfuerzos de trabajo pueden no siempre tener un margen suficiente para sobrecargas. Debido a que es deseable que una estructura posea una capacidad mínima de sobrecarga, es necesario determinar su resistencia última.

3.5 TENDONES DE PREEFORZADO.

El método más común para inducir un esfuerzo de compresión en el concreto es tensar un tendón y anclarlo al mismo; dicho tendón se puede localizar dentro de la sección transversal del concreto, ya sea empotrado directamente o dentro de un ducto.

En tendones postensados se utilizan comúnmente varillas de acero de aleación cuya resistencia varía de 1000 a 12000 Kg/cm² (140,000 a 165,000 lb/plg²) los diámetros de las varillas llegan hasta los 3 cm (1-1/4 plg.) y pueden ser lisas o corrugadas.

La ductilidad es un requisito esencial para los tendones y su objeto es evitar que se rompan fácilmente durante su instalación y servicio.

Fatiga: La fatiga no es un problema en los aceros utilizados para preesfuerzo porque los tendones de preesfuerzo atraviesan por un rango muy pequeño de cambio de esfuerzos mientras la carga varía desde cero hasta su valor máximo.

Ductos: Este término se utiliza para nombrar el conducto a través del cual pasan los tendones postensados. Por razones económicas, prácticas y de compatibilidad electroquímica, la mayor parte de los ductos están hechos de acero.

Los ductos flexibles de metal son articulados con juntas no impermeables, pueden ser de metal muy delgado, son fáciles de embarcar en rollos y de colocar en las formaletas. Los ductos de metal están sujetos a daños mecánicos y de oxidación debido a que no están hechos a prueba de agua y pueden presentarse bloqueos entre los ductos adyacentes cuando se llenan con lechada de concreto.

Aunque son más caros, los tubos de metal rígido se están usando más a menudo, debido a que requieren menos amarres o apoyos.

Algunas veces se han usado ductos de plástico porque no reaccionan con el concreto, tienen una rigidez adecuada y pueden conectarse fácilmente, sin embargo, en el caso de tendones curvos como en miembros postensados el cable muerde las paredes del ducto y los factores de fricción pueden ser excesivos, es por eso que se usan más en tendones rectos y de poca curvatura.

3.6 CONCRETO POSTENSADO Y COLADO EN SITIO.

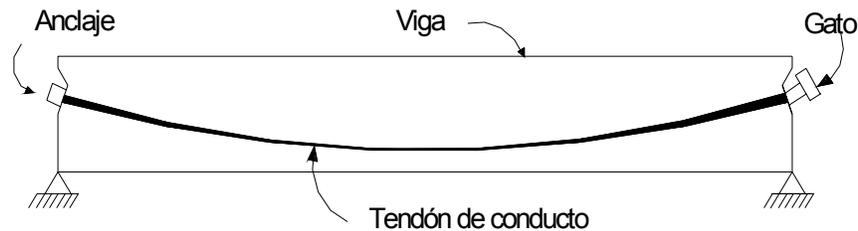
El colado en sitio también reduce al mínimo los pesos que tienen que manejarse; el concreto se puede transportar a las cimbras por medio de cubos pequeños o de bombas, las cimbras pueden manejarse con gatos o malacates pequeños y con guías. Por consiguiente, el colado en sitio puede adaptarse a construcciones con longitud o alturas fuera del alcance del equipo de construcción más grande.

Como ya hemos dicho anteriormente, el concreto para preesfuerzo debe ser de alta resistencia, las técnicas del concreto preesforzado requieren una colocación adecuada de la fuerza de preesfuerzo con respecto al centro de gravedad de la sección transversal, lo que significa que las cimbras deben construirse con mayor precisión que la normal.

3.6.1 Características del postensado.

1. Piezas prefabricadas o coladas en sitio.
2. Se aplica el preesfuerzo después del colado.

3. El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
4. La acción del preesfuerzo es externa.
5. La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.
6. La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).



Fabricación de una viga postensada.

3.6.2 Sistemas de postensado.

En postensado los anclajes deben estar perpendiculares a la fuerza de tensado y el concreto completamente consolidado por debajo de las placas de apoyo.

El sistema de postensado de Freyssinet se adapta a cualquier técnica de construcción proporcionando procedimientos de recuperación seguros y efectivos para las condiciones inesperadas del campo.

La carga en el tendón se puede controlar fácilmente en cualquier nivel que se requiera, relajando, tensando parcialmente, retensando, o destensando. Los tendones Freyssinet se pueden tensar al 80% de la resistencia garantizada del acero para vencer la fricción.

Recuperación del deslizamiento del Anclaje. Si el deslizamiento del anclaje afecta a la fuerza pretensora requerida final, el deslizamiento se puede ajustar mediante una silleta de tensado y cuñas. Para hacer esto se emplean anclajes exteriores con placas de apoyo.

Destensado. Los tendones con torones Freyssinet se pueden destensar en cualquier estado bien sea para remover totalmente la fuerza pretensora o para reducir la fuerza hasta alcanzar algún requerimiento especial del proyecto.

Hay otros tipos de sistemas que se utilizan para el postensado y se mencionan en la siguiente tabla:

Tipo	Clasificación	Descripción	Nombre del sistema	País de origen	
Postensado	Métodos de aplicar el esfuerzo	Acero contra concreto	La mayor parte de los sistemas		
		Concreto contra concreto	Leonhardt	Alemania	
			Billner	E.E.U.U	
		Cemento expansivo	Lossier	Francia	
		Preesforzado eléctrico	Billner	E.E.U.U	
	Doblando vigas de acero	Preflex	Bélgica		
	Métodos de anclaje	Alambres con pernos corrugados	Freyssinet	Francia	
			Magnel	Bélgica	
			Morandi	Italia	
			Holzman	Alemania	
			Precarga	E.E.U.U	
		Alambres por apoyos	B.B.R.V	Suiza	
			Prescon	E.E.U.U	
			Texas P.I	E.E.U.U	
		Alambres por anillos y combinaciones de métodos	Billner	E.E.U.U	
			Monierbau	Alemania	
			Hüttenwerk Rhheinhausen	Alemania	
			Leoba	Alemania	
			Leonhhard	Alemania	
		Varillas por apoyo y con abrazaderas	Lee-McCall	Inglaterra	
			Acero de esfuerzo	E.E.U.U	
			Finsterwalder	Alemania	
			Dywidag	Alemania	
			Karig	Alemania	
			Polensky y Zollner	Alemania	
			Wets	Bélgica	
			Bakker	Holanda	
			Cables por apoyo	Roebbling	E.E.U.U
				Wayss y Freyfag	Alemania
	Cables por abrazaderas corrugadas	CCL	Inglaterra		
Freyssinet		E.E.U.U			
Anderson		E.E.U.U			
Atlas		E.E.U.U			
VSL		Suiza			

El comportamiento del concreto preesforzado se puede explicar y analizar mediante tres conceptos diferentes: la carga combinada, el par interno, y la carga de equilibrio.

La carga combinada: El concreto es un material frágil, fuerte a la compresión, pero débil a la tensión. El preesfuerzo imparte una precompresión a un miembro en su zona de tensión, de manera que aumenta su resistencia al agrietamiento, por tanto, este miembro de concreto está sujeto a una combinación de preesfuerzo interno y de cargas externas de diseño.

El par interno: El concreto preesforzado se puede considerar como una combinación eficaz del acero de alta resistencia con el concreto. Usando el par interior se compara el concreto preesforzado al concreto reforzado, en el que el acero resiste la tensión y el concreto la compresión, de manera que resiste el momento externo. La diferencia radica en el uso del acero de alta resistencia en el concreto preesforzado. Estirando previamente el acero y anclándolo contra el concreto, podemos obtener una combinación eficaz de los dos materiales.

La carga de equilibrio: Para este concepto, se puede imaginar el efecto de la fuerza de preesfuerzo como un intento para equilibrar una parte determinada de las cargas externas de un miembro. En su forma más sencilla se puede concebir el tendón parabólico en una viga simple preesforzada, de manera que aplique una fuerza uniforme hacia arriba en la viga de concreto, si la viga soporta una carga externa de igual intensidad hacia abajo, la carga neta transversal en ella es cero y queda un esfuerzo constante $f = F/A$ a través de cualquier sección de la viga.

3.6.3 Métodos de tensado para vigas postensadas.

Los métodos de postensado pueden clasificarse bajo cuatro grupos: preesforzado mecánico, preesforzado eléctrico, preesforzado químico y diversos.

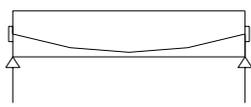
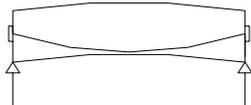
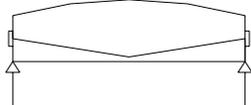
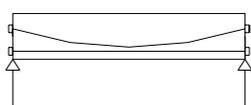
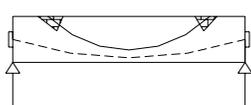
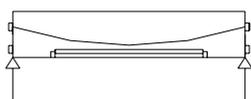
Preesforzado mecánico: este se realiza por medio de gatos, en el postensado, los gatos se usan para jalar el acero contra el concreto endurecido, a menudo se usan gatos hidráulicos, debido a su alta capacidad y a la fuerza relativamente pequeña requerida para aplicar la presión. La capacidad de los gatos varía grandemente, desde 3 ton hasta 100 ton o aun más , el gato de doble acción Freyssinet jala hasta 18 alambres o doce cables a un mismo tiempo.

Preesforzado eléctrico: este método evita completamente el uso de gatos se realiza por medio de calor, el acero se alarga al calentarlo con electricidad. Este proceso eléctrico es un método de postensado en donde se permite que el concreto endurezca completamente antes de la aplicación de preesfuerzo. Debido

al alto porcentaje de pérdida de preesfuerzo para el acero con un preesfuerzo tan bajo, se ha encontrado que este método es antieconómico para competir con el preesforzado que utiliza acero de alta resistencia a la tensión.

Preesforzado químico: las reacciones químicas toman lugar en los cementos expansivos y pueden esforzar al acero dentro de él, el cual en cambio comprime al concreto. Esto es comúnmente llamado autoesforzado, pero también se le llama preesforzado químico.

3.7 IMPORTANCIA DEL ACERO DE ALTA RESISTENCIA.

- 
- (a) Cables curvos permiten situar mejor el c.g.s en el centro del claro.
- 
- (b) Cuando el perfil no es recto la curvatura es menor en los cables y reducen la fricción.
- 
- (c) Cables doblados o curvos se combinan con vigas de peralte variable.
- 
- (d) Combinaciones de cables curvos y rectos, en algunas ocasiones resultan convenientes.
- 
- (e) En algunos casos se usan cables doblados hacia arriba anclados en el patín superior.
- 
- (f) Se colocan cables cortos en el patín inferior, por lo general, se usan para estructuras de claros largos.

Diseños para vigas postensadas.

El uso del acero de alta resistencia para el preesfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero como se puede observar en las curvas de esfuerzo-deformación, son algo diferentes a las de uso convencional en acero para el refuerzo del concreto. Debido a la alta resistencia, se debe de tomar en cuenta las diferencias de ductilidad, carencia de un punto de fluencia bien definido y otras características de gran importancia técnica.

Las varillas de refuerzo comunes usadas en estructuras no preesforzadas, desempeñan un papel importante dentro de la construcción preesforzada, se utilizan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario, y para

otros fines. El concreto empleado en miembros preesforzados es normalmente de resistencia más alta que el de las estructuras no preesforzadas.

El acero de alta resistencia es casi el material universal para producir el preesfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto preesforzado debido a que existe la necesidad de usar un acero que sea capaz de soportar esfuerzos iniciales muy altos.

3.8 ACERO PARA PREESFUERZO.

El acero de resistencia alta para el preesforzado toma usualmente una de las tres formas comunes: alambres, cables, o varillas.

El método más común para aumentar la resistencia a la tensión para este tipo de acero es el templado en frío, de varillas de acero de alta resistencia. Para el postensado, se usan ampliamente los alambres, los cuales se agrupan en cables (torones) y se fabrican en planta torciendo los alambres todos juntos, disminuyendo así el número de unidades a manejar en las operaciones de tensado. Los alambres así como los cables tienen una resistencia a la tensión aproximadamente a 250,000 lb/pulg² a diferencia de las varillas de aleación que poseen una resistencia variable entre 145,000 lb/pulg² y 160,000 lb/pulg².

3.8.1 Alambres redondos.

Los alambres redondos estirados en frío, generalmente, satisfacen los requisitos de las especificaciones ASTM A421 con la cual se fabrican para "Alambres sin Revestimiento, aliviados de esfuerzo para concreto preesforzado, son utilizados en la construcción de concreto preesforzado postensado. Con el proceso de estirados en frío a los alambres se les modifica sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia.

Propiedades de los Alambres sin revestimiento relevados de esfuerzo. (ASTM A421)

Diámetro nominal		Resistencia mínima a la tensión				Esfuerzo mínimo para una elongación de 1%			
		Tipo BA		Tipo WA		Tipo BA		Tipo WA	
Pulg	mm	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²
0.192	4.88	a	a	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.196	4.98	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.250	6.35	240,000	16,880	240,000	16,880	192,000	13,510	192,000	14,070
0.276	7.01	a	a	235,000	16,880	192,000	13,510	182,000	14,070

^a estos tamaños no se suministran comúnmente para el alambre tipo BA.

Los tendones se componen por grupos de alambres, el número varia dependiendo de cada grupo del sistema particular usado, así como de la magnitud de la fuerza

pretensora. Los tendones típicos para prefabricados postensados pueden componerse de 8 a 52 alambres individuales, en algunos casos se emplean tendones múltiples, cada uno de ellos compuesto de grupos de alambres para cumplir con los requisitos establecidos.

Los alambres se consiguen en cuatro diámetros, aunque también se pueden conseguir alambres de bajo relajamiento conocidos como estabilizados, éstos se utilizan cuando se desea reducir al máximo la pérdida de preesfuerzo

3.8.2 Cable trenzado (Torones).

El cable trenzado se usa por lo general en miembros pretensados, y a menudo se usa para la construcción postensada, generalmente se fabrican bajo las especificación A416 de la ASTM para “Cable trenzado, sin revestimiento, de siete alambres, relevado de esfuerzos, para concreto preesforzado”, estos cables tienen todos un alambre central ligeramente mayor que los seis alambres exteriores fuertemente torcidos con un paso uniforme entre 12 y 16 veces el diámetro nominal del cable.

Propiedades del Cable trenzado de siete alambres sin revestimiento.(ASTM A416)

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Area nominal del torón		Carga minima para una elongación de 1%	
pulg	Mm	Lb	KN	Pulg ²	Mm ²	Lb	KN
Grado 250							
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22	7,650	34.0
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90	30,600	136.2
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2
Grado 270							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87.0
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,350	117.2
0.500	12.70	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

Para este tipo de cable se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de preesfuerzo, lo que varían son las propiedades mecánicas debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión.

Los torones se fabrican en dos grados: el grado 250 y el grado 270, poseen resistencias mínimas últimas de 250,000 y 270,000 lb/pulg²; se encuentran entre un rango de tamaños que va desde 0.250 pulg. hasta 0.600 pulg. de diámetro, para el postensado a menudo se emplean cables considerables de 1 11/16 pulg. de diámetro y más.

3.8.3 Varillas de acero de aleación.

Este tipo de varillas de acero de aleación de alta resistencia se obtienen mediante la introducción de algunos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo cuando se está fabricando el acero. Para incrementar aun más su resistencia se efectúa el trabajo en frío, a las varillas se les releva de esfuerzos para obtener las propiedades deseadas después de estiradas en frío. Este tipo de acero aleado se fabrica de acuerdo a las especificaciones de la ASTM A722 para “Varillas de acero de aleación de alta resistencia, sin revestimientos, para concreto preesforzado”.

Propiedades de las varillas de acero de aleación.

Diámetro Nominal		Área nominal de la varilla		Resistencia a la ruptura		Mínima carga para una elongación de 0.7%	
pulg	Mm	Pulg ²	mm ²	Lb	KN	Lb	KN
Grado 145							
1/2	12.70	0.196	127	28,000	125	25,000	111
5/8	15.88	0.307	198	45,000	200	40,000	178
3/4	19.05	0.442	285	64,000	285	58,000	258
7/8	22.23	0.601	388	87,000	387	78,000	347
1	25.40	0.785	507	114,000	507	102,000	454
1 1/8	28.58	0.994	642	144,000	641	129,000	574
1 1/4	31.75	1.227	792	178,000	792	160,000	712
1 3/8	34.93	1.485	958	215,000	957	193,000	859
Grado 160							
1/2	12.70	0.196	127	31,000	138	27,000	120
5/8	15.88	0.307	198	49,000	218	43,000	191
3/4	19.05	0.442	285	71,000	316	62,000	276
7/8	22.23	0.601	388	96,000	427	84,000	374
1	25.40	0.785	507	126,000	561	110,000	490
1 1/8	28.58	0.994	642	159,000	708	139,000	619
1 1/4	31.75	1.227	792	196,000	872	172,000	765
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059	208,000	926

Usualmente se requiere que tales varillas se prueben al 90% del esfuerzo a la ruptura garantizada, la resistencia al punto cedente se define a menudo por el

método del 0.2% de la deformación. Las varillas de aleación se hayan en diámetros que varían de ½ pulg. Hasta 13/8 pulg. Y en dos grados, el grado 145 y el 160 con resistencias ultimas mínimas de 145,000 y 160,000 lb/pulg².

3.8.4 Malla electrosoldada.

A menudo se emplean las mallas de alambre soldadas para el refuerzo de losas, patines de vigas, y otras superficies. La malla consiste de alambres de acero estirados en frío longitudinal y transversal, llegando a formar ángulos rectos y soldados en todos sus puntos de intersección. Las mallas pueden conseguirse con espaciamientos entre alambres de 2 hasta 12 pulg. Y con diámetros de alambre desde 0.080 hasta 0.628 pulg.

La malla electro soldada debe cumplir con los requerimientos estipulados en las especificaciones de la ASTM A185 para “Malla de alambre de acero soldada para refuerzo de concreto”.

Por su fácil colocación, las retículas de alambre o mallas electrosoldadas se emplean comúnmente en aletas de trabes cajón, doble te y similares. El esfuerzo nominal de fluencia es de 70,000 lb/pulg² (5000 kg/cm²). La nominación más común de los distintos tipos de malla es:

$$S_L \times S_T = \frac{C_L}{C_T} \quad (\text{Ec 3.1})$$

En donde S es la separación en pulgadas, C es el calibre en dirección longitudinal L y transversal T, respectivamente. La malla más común es la 6x6-6/6.

3.8.5 Acero de refuerzo.

El uso del acero común en estructuras preesforzadas se usa con el objetivo de contrarrestar las grietas por contracción y temperatura, por lo general se utiliza en los anclajes de vigas postensadas donde se producen los altos esfuerzos de compresión, también se usan en miembros pretensados y se suministran en forma de varillas de acero de aleación longitudinal. A menudo es conveniente colocar varillas de refuerzo longitudinal suplementarias para incrementar la resistencia a la flexión de vigas preesforzadas.

Este tipo de acero de refuerzo se utiliza para tomar los esfuerzos secundarios y los esfuerzos cortantes, pero también se puede usar como el acero adicional principal para obtener una mayor capacidad máxima, o para controlar el funcionamiento del miembro.

Las varillas se pueden conseguir en diferentes resistencias, los grados 40, 50 y 60 tienen resistencias mínimas para la fluencia de 40,000, 50,000 y 60,000 lb/pulg.²

además debe de tomarse en cuenta que el refuerzo de grado 60 tiene mayor rendimiento y resistencia última que el de grado 40, aunque su módulo de elasticidad es el mismo para ambos y por lo tanto si se aumentan los esfuerzos de trabajo, también aumenta el número de grietas en el concreto. Los diámetros nominales de estas varillas pueden variar desde 3/8 pulg. con incrementos de 1/8 pulg. hasta diámetros de 1 3/4 y 2 1/4 pulg.

Como un principio general se puede decir, que los miembros preesforzados se comportarán según fueron ideados, únicamente si el acero de refuerzo se detalla y coloca adecuadamente.

3.8.6 Acero dulce.

Con el preesfuerzo se crean esfuerzos secundarios que requieren la colocación de acero dulce; además, las secciones delgadas, en especial las almas, están sometidas a fuerzas cortantes altas que se toman por lo general por medio de acero dulce, aunque en ocasiones se utiliza también aquí el postensado.

En la construcción de elementos postensados es de suma importancia que las características del acero concuerden con los dibujos y requisitos de diseño.

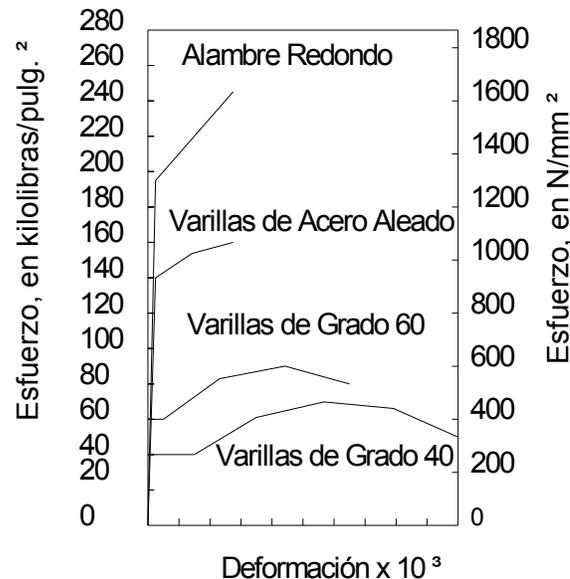
3.8.7 Acero estructural.

En muchos elementos prefabricados es común el uso de placas, ángulos y perfiles estructurales de acero. Éstos son empleados en conexiones, apoyos y como protección. El esfuerzo nominal de fluencia de este acero es de 2530 kg/cm².

3.9 PROPIEDADES DE ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO.

La mayoría de las propiedades mecánicas de los aceros utilizadas para el diseño de estructuras se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo-deformación. Dentro de las características más importantes que posee, se pueden mencionar el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación las cuales son evidentes en la realización del diseño.

Al comparar, en términos generales, las curvas de esfuerzo-deformación a tensión de varillas de refuerzo ordinarias con las de aceros típicos para preesfuerzo se observa que poseen un alto límite elástico que las ordinarias pero una significativa más baja ductilidad.



Curvas Comparativas de Esfuerzo Deformación para Acero de Refuerzo y Acero de Presfuerzo

En el acero de refuerzo ordinario de grado 40 y 60, existe inicialmente una elasticidad bien definida hasta cierto punto, por encima de este ocurre un incremento substancial en la deformación aunque no necesariamente haya incremento en los esfuerzos. Si se incrementara la carga, a la mesa de fluencia le sigue un endurecimiento por deformación, dando como resultado una deformación no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Por consiguiente ocurrirá una ruptura del material, a una deformación significativa del 13% para varillas del grado 60 y del 20% para varillas del grado 40.

Las varillas de acero de aleación tienen características similares con los alambres redondos o de los torones la diferencia está en que sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40% menores, el módulo de elasticidad es alrededor de 29,000 kilolibras/pulg.² Para ambos tipos de acero se define un punto de fluencia equivalente para un esfuerzo a la deformación de 0.5% para varillas de grado 40, 50 y 60 y 0.6% para varillas de grado 75.

Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es similar al de refuerzo ordinario, alrededor de 29,000 kilolibras/pulg.², para cables trenzados y varillas de aleación, el módulo aparente es un poco menor, alrededor de 27,000 kip/pulg.². Debido a que no existe un esfuerzo de fluencia bien definido para aceros de presfuerzo, para cables y alambres el esfuerzo de fluencia se toma como el 1% de la deformación.

Deformación plástica (relajación) del acero.

El relajamiento del esfuerzo en el acero, conocido como deformación plástica, es la pérdida de sus esfuerzos cuando es preesforzado y mantenido en una deformación constante por un periodo de tiempo, este se produce cuando al acero se esfuerza hasta los niveles usuales de tensado inicial y cuando actúan las cargas de servicio.

El relajamiento varía con el acero de diferentes composiciones y tratamientos, debido a esto los valores exactos pueden determinarse para cada caso individual si no existen datos previos, el porcentaje de deformación plástica aumenta con el incremento de esfuerzo y cuando un acero está sometido a esfuerzo bajo, la deformación plástica se desprecia.

En los miembros de concreto preesforzado, el escurrimiento plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del tendón, aunque se considera constante cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo debida al relajamiento.

El relajamiento ocurre en un corto periodo de tiempo, aunque continua casi indefinidamente a una velocidad decreciente por lo que debe de tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

3.10 CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA:

El concreto que se usa en la construcción preesforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lográndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles.

El concreto debe resistir durante algunas etapas de su vida de servicio una combinación de esfuerzos de compresión, ocasionados por el preesfuerzo y por la carga muerta. Con una resistencia más alta se obtiene un módulo de elasticidad mayor y se reducen las pérdidas de preesfuerzo. La alta resistencia coincide también a menudo con flujo plástico y contracción reducidos; por lo tanto, se utilizaron concretos con resistencias de 250 a 350 Kg / cm² (3500 a 5000 lb/plg²) Muy pronto se descubrió que las técnicas para la producción de altas resistencias a edades tempranas conducían automáticamente a la obtención de concretos con resistencias de 400 a 500 Kg/cm² (6000 a 8000 lb/plg.²) a los 25 días.

Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante el preesfuerzo. En el concreto preesforzado se requiere concreto de alta resistencia para armonizar con el acero de alta resistencia a fin de obtener proporciones económicas.

Características del concreto de alta resistencia.

Es necesario utilizar este tipo de concreto a fin de minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero del preesfuerzo se diseñan basándose en concreto de alta resistencia.

El concreto de alta resistencia a la compresión ofrece alta resistencia a la tensión y al corte, así como a la adherencia y al empuje, por lo que es deseable para las estructuras de concreto preesforzado, cuyas diversas partes están bajo esfuerzos mayores que los del concreto reforzado ordinario.

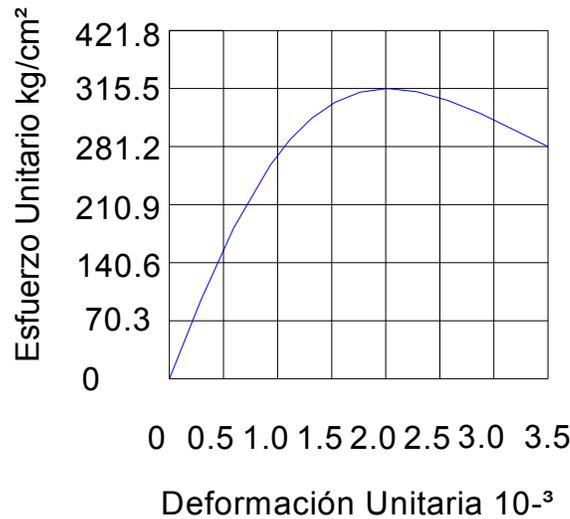
Este tipo de concreto está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del preesfuerzo. Tiene un módulo de elasticidad mayor y una deformación menor por plasticidad, resultando en una pérdida menor del preesfuerzo en el acero.

3.11 CARACTERÍSTICAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO.

En el concreto preesforzado, es tan importante conocer las deformaciones como los esfuerzos. Esto es necesario para estimar la pérdida de preesfuerzo en el acero y para tenerlo en cuenta para otros efectos del acortamiento elástico. Tales deformaciones se clasifican en:

3.11.1 Deformaciones elásticas.

El término deformaciones elásticas es un poco ambiguo, puesto que la curva esfuerzo-deformación para el concreto no es una línea recta aun a niveles normales de esfuerzo ni son enteramente recuperables las deformaciones. El módulo varía con diversos factores: como la resistencia del concreto, la edad del mismo, las propiedades de los agregados y el cemento, y la definición del módulo de elasticidad en sí, si es el módulo tangente, inicial o secante. Es casi imposible predecir con exactitud el valor del módulo para un concreto dado debido a que puede variar respecto a la carga y velocidad aplicada.



Curva típica esfuerzo-deformación para concreto de 350 kg/cm².

Se han propuesto muchas relaciones que expresan el módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto. Para concreto tipo I de peso volumétrico $\gamma \geq 2,200 \text{ Kg} / \text{cm}^3$.

$$E_c = 33 \cdot \gamma^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (f'_c \text{ en Kg/cm}^2) \quad (\text{Ec 3.2})$$

3.11.2 Deformaciones laterales.

Cuando al concreto se le comprime en una dirección, al igual que ocurre con otros materiales, éste se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson. La relación de Poisson varía de 0.15 a 0.20 para concreto.

3.11.3 Deformaciones plásticas.

La plasticidad en el concreto es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo.

Así definimos al flujo plástico como la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo.

Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino que también depende de las proporciones de la

mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación por flujo plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de flujo plástico definido como:

$$C_u = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci}} \quad (\text{Ec 3.3})$$

Donde ϵ_{ci} es la deformación inicial elástica y ϵ_{cu} es la deformación adicional en el concreto, después de un periodo largo de tiempo, debido al flujo plástico.

3.11.4 Deformaciones por contracción.

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente, y del tamaño y forma del espécimen del concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final.

De esta forma, la contracción del concreto debida al secado y a cambios químicos depende solamente del tiempo y de las condiciones de humedad, pero no de los esfuerzos.

Para propósitos de diseño, un valor promedio de deformación por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en las construcciones preesforzadas.

3.12 CONCRETO LIGERO.

El concreto ligero se logra mediante el empleo de agregados ligeros en la mezcla. El concreto ligero ha sido usado donde la carga muerta es un factor importante y el concreto de peso normal es muy pesado para ser práctico. Es un material apropiado para la construcción de puentes de trabe cajón. Debido a que las propiedades físicas de los agregados normales y ligeros son diferentes, sus factores de diseño también varían. Sin embargo, los procedimientos de diseño son idénticos.

El concreto ligero ha sido particularmente útil en estructuras de varios niveles, donde se requieren peraltes mínimos y la ubicación para las columnas está limitada, y en puentes muy altos donde la carga muerta de la superestructura requiere columnas y estribos excesivamente grandes para resistir las fuerzas sísmicas. El peso reducido del concreto minimiza la cantidad de acero de refuerzo

en la superestructura y concreto y acero de refuerzo en la subestructura al grado de que el ahorro en los materiales pueda contrarrestar el ligeramente más elevado costo de los agregados ligeros.

3.13 VIGAS COMPUESTAS.

Cuando se calculan esfuerzos en vigas compuestas es necesario diferenciar entre las cargas que actúan en la viga precolada y aquellas que se aplican después de haberse agregado la parte colada en sitio de la sección, cuando puede desarrollarse la totalidad de la sección compuesta. Los esfuerzos producidos por la flexión del miembro compuesto se pueden suponer directamente a aquellos ya presentes en la sección precolada. La flexión en cada caso es calculada a partir de un centroide diferente debiéndose emplear dos juegos separados de excentricidad de sección.

$$f_1 = -\frac{Pe}{A_{cp}} \left(1 - \frac{e_p C_{1p}}{r_p^2} \right) - \frac{Mo + Mdp}{S_{1p}} - \frac{Mdc + MI}{S_{1c}} \quad (\text{Ec 3.4})$$

$$f_2 = -\frac{Pe}{A_{cp}} \left(1 + \frac{e_p C_{2p}}{r_p^2} \right) + \frac{Mo + Mdp}{S_{2p}} + \frac{Mdc + MI}{S_{2p}} \quad (\text{Ec 3.5})$$

Donde:

Pe= Esfuerzo después de las pérdidas.

A_{cp}= Area de concreto.

r_p= Radio de giro.

S_{1p}= Módulo de sección.

S_{2p}= Módulo de sección.

S_{3p}= Módulo de sección.

Ep= Excentricidad de los tendones.

Mo= Momento debido al peso propio precolado.

M_{dp}= Momento debido a las cargas muertas.

M_{dc}= Momento debido a las cargas muertas aplicadas a la sección compuesta.

MI= Momento debido a las cargas vivas sobrepuestas.

Los esfuerzos correspondientes a las partes superior e inferior de la losa (compresión, tensión) son:

$$f_3 = -\frac{Mdc + MI}{S_{3c}} \quad (\text{Ec 3.6})$$

$$f_4 = -\frac{Mdc + MI}{S_{4c}} \quad (\text{Ec 3.7})$$

Donde:

S_{3c} = Módulo de sección de la sección compuesta.

S_{4c} = Módulo de sección de la sección compuesta.

3.13.1 Estimación de las pérdidas en elementos preesforzados.

En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento.

Existe una condición llamada “transferencia después del preesfuerzo” esta se refiere a la etapa inmediatamente posterior a la compactación del concreto, suponiendo que el propio peso actuó junto con la fuerza del preesfuerzo, después del acortamiento elástico, es decir, después de la pérdida elástica del preesfuerzo. La condición “después de todas las pérdidas del preesfuerzo” se refiere, a la etapa en que se han presentado todas las pérdidas de preesfuerzo y se han aplicado las sobrepuestas.

La fuerza de preesfuerzo del gato P_j , puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción, deslizamiento del anclaje, y el acortamiento elástico del concreto comprimido. La fuerza pretensora después de esas pérdidas se denomina fuerza pretensora inicial P_i , a medida que transcurre el tiempo la fuerza se reduce más gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido al relajamiento del acero altamente esforzado.

Para miembros postensados, la fuerza del gato se aplica realmente en el concreto durante el tensado, pero solo existe con su valor total en el extremo del miembro donde se realiza el tensado. El acortamiento elástico acarrea pérdidas adicionales.

Existen dos grupos de pérdidas: pérdidas instantáneas debidas al deslizamiento de los anclajes, al acortamiento elástico del concreto, y a la fricción; pérdidas dependientes del tiempo asociadas con el flujo plástico del concreto, su contracción y el relajamiento del acero.

Pérdidas totales (AASHTO tabla 9.16.2.2).

Tipo de acero de preesfuerzo	Pérdida total	
	f'c= 4000 lb/pulg ² (27.58 N/mm ²)	f'c= 5000 lb/pulg ² (34.47 N/mm ²)
Pretensado Cable trenzado		45000 lb/pulg ² (310.26 N/mm ²)
Postensado ^a Alambre o cable	32000 lb/pulg ² (220.63 N/mm ²)	33000 lb/pulg ² (227.53 N/mm ²)
Varillas	22000 lb/pulg ² (151.68 N/mm ²)	23000 lb/pulg ² (158.58 N/mm ²)

^a No se incluyen las pérdidas por fricción.

PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS:

Pérdidas debido al deslizamiento del anclaje.

En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes de uno u otro tipo. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida en que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida en que se deforma el dispositivo de anclaje. La magnitud de la pérdida por deslizamiento en los anclajes dependerá del sistema particular que se use en el preesfuerzo o en el dispositivo de anclaje.

$$\Delta f_{anc} = \frac{\Delta L}{L} E_p \tag{Ec 3.8}$$

Donde:

ΔL = cantidad de deslizamiento.

L = longitud del tendón.

E_p = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo.

L deberá ser reducida a L_1 cuando exista fricción de la siguiente manera:

$$L_1 = \sqrt{\frac{\delta L E_p}{f_i \left(\frac{\mu \sum \alpha}{L} + K \right)}} \tag{Ec 3.9}$$

Donde:

f_i = esfuerzo después de la transferencia.

μ = coeficiente de fricción por curvatura intencional (1/rad) .

K = coeficiente de fricción secundario o de balance ($1/\mu$).

α = suma de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del acero de presfuerzo a la esquina del gato, o de la esquina más cercana del gato si el tendido se hace igual en ambas esquinas, en el punto bajo investigación (rad).

Pérdidas debido al acortamiento del concreto.

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en que éste se comprime. Para los miembros postensados en los cuales se tensa al mismo tiempo a todos los tendones, la deformación del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato, y exista una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico, las cuales por lo tanto no necesitan calcularse.

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \times \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o e}{I_c} \quad (\text{Ec 3.10})$$

Donde:

P_i = Fuerza pretensora inicial.

A_c = área de la sección de concreto.

E = excentricidad del centroide del acero con respecto al centroide del concreto.

M_o = momento debido al peso propio del miembro.

r = radio de giro de la sección de concreto.

I_c = momento de inercia de la sección de concreto.

Para vigas postensadas, si todo el acero se tensa al mismo tiempo, no existirán pérdidas debidas al acortamiento elástico. Sin embargo, para el caso en el que se usan tendones múltiples, y en que éstos se tensan siguiendo una secuencia, existirán pérdidas.

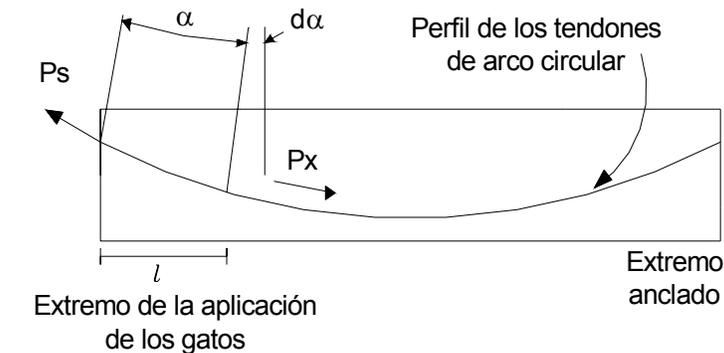
Pérdidas debidas a la fricción.

En los miembros postensados, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. La pérdida total por fricción es la suma de la fricción por deformación no intencional del tendón.

Debido a la fricción entre el tendón y el concreto circundante, el esfuerzo en un tendón disminuye gradualmente al aumentar la distancia al extremo de tendido. En los miembros postensados, las fuerzas friccionantes se consideran en función

de dos efectos: la curvatura intencional (primaria) del tendón y la curvatura (secundaria) no intencional (o balanceo) de la trayectoria especificada del ducto.

El efecto de la longitud es la cantidad de fricción que se produciría si el tendón fuera recto, es decir, que no se ha doblado o curvado intencionalmente. La pérdida de preesfuerzo debido al efecto de curvatura resulta de la curvatura intencional de los tendones, además de la producida no intencionalmente por irregularidades en el alineamiento del ducto.



Pérdida de preesfuerzo debido a la fricción por curvatura.

$$P_s = P_x e^{Kl + \mu\alpha} \quad (\text{Ec 3.11})$$

Donde:

P_s = fuerza pretensora en el gato.

P_x = fuerza pretensora reducida.

μ = coeficiente de fricción entre el tendón y el ducto.

K = coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto.

$$P_s = P_x(1 + Kl + \mu\alpha) \quad (\text{Ec 3.12})$$

$$DFR = f_t \left(1 - e^{(-Kx + \mu\alpha)} \right) \quad (\text{Ec 3.13})$$

DFR es la pérdida de fricción por curvatura.

Donde:

f_t = esfuerzo en el acero de preesfuerzo al aplicar los gatos (kg/cm^2).

x = longitud de un tendón de preesfuerzo de la esquina del gato a cualquier punto en consideración (m).

K = coeficiente de fricción secundario o de balance ($1/\mu$).

μ = coeficiente de fricción primario por curvatura intencional ($1/\text{rad}$).

Coeficientes de fricción para tendones postensados.

Tipo de tendón	Coeficiente por deformación No internacional del ducto K por pie	Coeficiente por curvatura μ
Tendones dentro de ductos metálicos flexibles Tendones de Alambres Cable trenzado de 7 alambres Varillas de alta resistencia	0.0010-0.0015 0.0005-0.0020 0.0001-0.0006	0.15-0.25 0.15-0.25 0.08-0.30
Tendones dentro de ducto metálico rígido Cable trenzado de 7 alambres	0.0002	0.15-0.25
Tendones con lubricación previa Tendones de alambres y cables trenzados de 7 alambres	0.0003-0.00020	0.05-0.15
Tendones recubiertos con masilla Tendones de alambres y cables trenzados de 7 alambres	0.0010-0.0020	0.05-0.15

Coeficientes de fricción para tendones postensados.

Tipo de tendón	Tipo de ducto	K/m	μ
Alambre o trenza sin galvanizar	Cubierta de metal brillante	0.0066	0.3
	Cubierta de metal galvanizado	0.0049	0.25
	Engrasado o revestido de asfalto enrollado	0.0066	0.30
	Galvanizado rígido	0.0007	0.25

Valores extremos de K y μ de diferentes códigos de diseño.

CODIGO	K	μ
AASHTO LRFD	0.0007-0.0066	0.05-0.25
AASHTO ST	0.0007-0.0066	0.15-0.25
RCDF	0.0015-0.005	0.15-0.25
OHBDC	0.0016-0.0046	0.18-0.20
ACI	0.0007-0.0066	0.05-0.3

PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO O DIFERIDAS:

Contracción.

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y la forma del espécimen de concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final, en el que asintóticamente se alcanzan las dimensiones límite.

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del preesfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del preesfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto preesforzado.

La contracción del concreto se conoce como resultado de la pérdida de humedad. También se ha demostrado que el concreto se expandirá si, después de haberse secado o parcialmente secado, es sometido a humedad o si es sumergido en el agua. Agregados. Los agregados actúan para restringir la contracción de la pasta de cemento; de aquí que el concreto con un alto contenido de agregados es menos vulnerable a la contracción. Además, el grado de restricción de un concreto esta determinado por las propiedades de los agregados: aquellos con alto módulo de elasticidad o con superficies ásperas son más resistentes al proceso de contracción.

Para elementos postensados, la pérdida de preesfuerzo debido a la contracción es un poco menor debido a que ya ha tomado lugar un alto porcentaje de la contracción antes del postensado.

Para miembros pretensados.

$$\Delta CC = (1193 - 10.5H) \text{ en } \text{kg/cm}^2 \quad (\text{Ec 3.14})$$

Para miembros postensados.

$$\Delta CC = (948 - 9H) \text{ en } \text{kg/cm}^2 \quad (\text{Ec 3.15})$$

Donde:

H = es el promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%). En caso de no conocerse H se puede estimar según la tabla siguiente:

Porcentaje de Humedad según tipo de clima

Tipo de clima	H
Muy húmedo	90%
Humedad intermedia	70%
Seco	40%

Flujo plástico.

El flujo plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables bajo un estado constante de esfuerzo o carga.

En los miembros de concreto preesforzado, el esfuerzo de compresión al nivel del acero es sostenido, y el flujo plástico resultante en el concreto es una fuente importante de pérdida de fuerza pretensora. Existe una interdependencia entre las pérdidas dependientes del tiempo. En los miembros preesforzados, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento del acero y a la contracción del concreto, así como también debido a los cambios en longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo.

Así la deformación resultante está en función de la magnitud de la carga aplicada, su duración, las propiedades del concreto incluyendo el proporcionamiento de la mezcla, las condiciones de curado, la edad a la que el elemento es cargado por primera vez y las condiciones del medio ambiente.

La pérdida de preesfuerzo por flujo plástico debe calcularse con la siguiente fórmula:

$$\Delta FP = (1.37 - 0.77 (0.01 H)^2) K_{fp} \frac{E_p}{E_c} (f_{cgp} - f_{cde}) \text{ en } \text{kg/cm}^2 \quad (\text{Ec 3.16})$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto a los 28 días.

K_{fp} = 2.0 para miembros pretensados y 1.6 para miembros postensados.

H = el promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%).

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del preesforzado.

Relajación del acero.

Cuando al acero del preesfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio sobre este, se presenta una propiedad que se conoce como relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante.

En los miembros de concreto preesforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del tendón. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida al relajamiento, se puede considerar la longitud constante. El relajamiento continúa indefinidamente, aunque a una velocidad decreciente. Debe de tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

3.13.2 Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo.

Una estimación aproximada de las pérdidas de preesfuerzo dependientes del tiempo resultantes del flujo plástico y contracción del concreto y relajación del acero en miembros preesforzados y parcialmente preesforzados puede tomarse de la siguiente manera:

Miembros postensados no en segmentos con longitudes arriba de 50 m y esfuerzo en el concreto de 10 a 30 días y, miembros pretensados esforzados después de alcanzar una resistencia de $f_{ci} = 245\text{kg/cm}^2 = 24\text{ MPa}$ siempre que ellos:

1. Estén hechos de concreto de densidad normal.
2. El curado del concreto es húmedo o con vapor.
3. El preesforzado es por barras o trenzas con propiedades normales y bajas de relajación.
4. Son colocados en condiciones de exposición y temperaturas promedios.

La relación parcial de preesforzado o índice de preesfuerzo, IP, deberá tomarse como se especifica en la ecuación siguiente:

$$IP = \frac{A_{PS} f_{PY}}{A_{PS} f_{PY} + A_s f_Y} \quad (\text{Ec 3.17})$$

Donde:

IP = índice de presfuerzo.

A_s = área de refuerzo de tensión no presforzado.

A_{ps} = área del acero de preesfuerzo.

f_y = resistencia especificada de las barras de refuerzo.

f_{py} = resistencia del acero de preesfuerzo.

3.14 EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.

El acero es uno de los materiales estructurales más importante. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, están la alta resistencia y la ductilidad. Otras de las ventajas importantes en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad, particularmente con una modesta cantidad de protección contra el intemperismo.

Entre las propiedades estructurales de mayor importancia del acero se tienen las siguientes:

Módulo de elasticidad, E.

Módulo de cortante, G.

Coefficiente de expansión térmica, α .

Punto de fluencia y resistencia última.

3.14.1 Ventajas del acero como material estructural.

Todos los metales en mayor o menor grado poseen una serie de propiedades que los hacen aptos para realizar sus trabajos para los cuales serán destinados, debido a su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación, entre otras que nos indican el uso racional en el diseño de estructuras. Entre sus principales ventajas están:

Alta resistencia: La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, edificios altos y en estructuras con malas condiciones en la cimentación.

Uniformidad: las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

Elasticidad: El acero se acerca más en su comportamiento a la hipótesis de diseño que en la mayoría de los otros materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, a diferencia de los valores relativamente imprecisos, obtenidos para una estructura de concreto reforzado.

Durabilidad: El acero durará indefinidamente siempre y cuando se les de un buen mantenimiento a las estructuras.

Ductilidad: Es la propiedad que tienen los materiales para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.

Tenacidad: Es la propiedad que posee un material para absorber energía en grandes cantidades; los aceros estructurales son tenaces, poseen resistencia y ductilidad, esto implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje sin fracturarse.

Otras de las ventajas importantes del acero están:

- a) Al sobrecargar las estructuras de acero siendo dúctiles, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de falla.
- b) Tienen gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores (soldadura, tornillos, remaches).
- c) Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura.
- d) Rapidez de montaje.
- e) Gran capacidad de laminarse en gran cantidad de tamaños y formas.
- f) Resistencia a la fatiga.
- g) Posible re-uso después de desmontar una estructura.
- h) Posibilidad de venderlo como chatarra.

3.14.2 Desventajas del acero como material estructural.

Costo de mantenimiento: La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al agua y al aire y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.

Costo de la protección contra el fuego: aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios.

Susceptibilidad al pandeo: entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al utilizarse como columnas no

resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, sólo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, W, [tienen esta propiedad.

3.15 DISEÑO DE VIGAS.

Métodos de diseño para puentes de acero.

Las especificaciones de la AASHTO así como las del manual AISC proveen dos alternativas en los métodos de diseño para puentes. La AASHTO considera en el proceso de las cargas de servicio (admisibles en los trabajos del diseño de esfuerzos, ASD) el diseño estándar propuesto para todos los tipos de estructuras. La aplicación del método implica que estos miembros de acero estructural proporcionan en el diseño básico de cargas y fuerzas, esfuerzos admisibles y limitaciones funcionales para el material apropiado bajo condiciones de servicio.

Acorde con el método de diseño de fuerza (diseño de factor de carga), los ingenieros pueden seleccionar una alternativa de las propuestas ya sea como claros simple o como vigas continuas y puentes de traveses de una longitud moderada. Esta aproximación considera el diseño de cargas múltiples. Además, de asegurar el nivel de servicio y durabilidad, el diseño más enfocado en el control de las deformaciones permanentes bajo condiciones de cargas, las características de fatiga bajo cargas de servicio, y el control de las deflexiones de cargas bajo condiciones de trabajo.

Las cargas vivas de servicio están definidas como cargas de vehículos los que pueden operar en un sistema de camino especial fuera de lo permitido, por ejemplo los caminos estándar y pistas de carga. Otras cargas son las cargas vivas que pueden ser admisibles en puentes, en ocasiones especiales, provistas siempre de que no causen daño permanente en la estructura.

Los momentos, esfuerzo cortante, y otras aplicaciones de carga son calculados asumiendo el comportamiento elástico de la estructura aunque hay excepciones. Los miembros de un puente son proporcionados por sus cálculos, la resistencia factorada es mínima así como el efecto total de todas las cargas factoradas.

Los metales comúnmente empleados en construcción reúnen una serie de propiedades generales, para poder ser empleados industrialmente deben ser de fácil obtención, darles formas apropiadas para su uso y alcanzar ciertas resistencias.

Vigas I de acero.

La sección laminada más económica que se utiliza como viga es la que tiene forma de I, ya sea la estándar, o bien la de patines anchos o WF; estas son secciones simétricas con respecto a sus dos ejes principales y cuando se utilizan como vigas descansan sobre uno de sus patines. La mayor parte del material de su sección transversal está contenida en los patines, condición que es ideal para el caso de flexión, donde los mayores esfuerzos se presentan en las áreas de dichos elementos.

Una viga de acero debe tener un área lo suficientemente grande para resistir toda la flexión, el cortante y la deflexión.

Ancho efectivo de losa.

El ancho efectivo de losa debe ser menor que un cuarto del claro, la distancia centro a centro de las vigas y doce veces el espesor de la losa. Para vigas principales exteriores, el ancho efectivo en el lado exterior no debe exceder el voladizo real. Cuando una viga exterior tiene losa en un lado, el ancho efectivo debe ser igual o menor que un doceavo de la luz, la mitad de la distancia a la viga más próxima, y 6 veces el espesor de la losa. El espesor mínimo de la losa apoyada sobre las vigas será:

$$t_{\min} = \left(\frac{S+10}{30} \right) \geq 16.5 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.18})$$

S en metros.

Área del acero de la viga.

El área que se requiere para la viga de acero se calcula mediante los momentos actuantes en la estructura a través de la siguiente ecuación:

$$A_{sb} = \frac{12}{Fb} \left[\frac{M_{DL}}{d_{cg}} + \frac{M_{SDL} + M_{LL+I}}{d_{cg} + t} \right] \quad (\text{Ec 3.19})$$

Donde:

d_{cg} = distancia en pulgadas entre los centroides del patín de acero.

t = espesor efectivo de la losa en pulgadas.

Fb = esfuerzo admisible de flexión del acero.

M_{DL} = momento producto de la carga muerta inicial.

M_{SDL} = momento de la carga muerta sobrepuesta.

M_{LL+I} = momento por carga viva mas impacto.



La relación entre el área de acero del patín superior e inferior (R) se define como:

$$R = \frac{50}{190 - L} \quad (\text{Ec } 3.20)$$

$$R = \frac{A_{st}}{A_{sb}} \quad (\text{Ec } 3.21)$$

L en pies.

Refuerzo principal perpendicular al tráfico.

Para carga HS-20-44 el momento por carga viva se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{S+2}{32} P_{20} = \text{Momento en lb-pie de ancho de losa.} \quad (\text{Ec } 3.22)$$

Refuerzo principal paralelo al tráfico.

$$E = 4 + 0.06S \text{ máximo 7 pies.} \quad (\text{Ec } 3.23)$$

Las cargas de rueda se distribuyen sobre un ancho de 2E. El momento máximo por carga viva de ancho de losa, sin incluir el impacto se calcula por las ecuaciones:

Carga HS-20-44

Luces hasta 50 pies: $M_{cv} = 9000S$ lb-pie.

Luces entre 50 y 100 pies: $M_{cv} = 1000(1.3S-20)$ lb-pie.

Las cantidades mínimas de porcentaje de acero principal de refuerzo requeridas para momento positivo son:

$$\text{Refuerzo principal paralelo al tráfico: } \frac{100}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad (\text{Ec } 3.24)$$

$$\text{Refuerzo principal perpendicular al tráfico: } \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (\text{Ec } 3.25)$$

S = luz efectiva de la losa en pies.



Cuando el acero de refuerzo principal es perpendicular al tráfico, el refuerzo de distribución en los cuartos exteriores de la losa sólo necesita ser 50% de refuerzo de distribución requerido.

Cubreplacas en vigas compuestas.

Puede calcularse de la siguiente manera:

$$L_{cp} = L \sqrt{1 - \frac{S'_{SB}}{S_{SB}}} \quad (\text{Ec 3.26})$$

Donde:

L = claro en metros.

S'_{SB} = módulo de sección respecto al borde inferior del perfil de acero sin cubreplaca.

S_{SB} = módulo de sección respecto al borde inferior del perfil de acero con cubreplaca.

Rigidizadores de almas de vigas compuestas.

La flexión en vigas tiende a pandear las almas delgadas, para evitar esto se puede hacer más gruesa el alma comparándola con su altura o rigidizando el alma con placas. Los rigidizadores se pueden colocar de manera longitudinal, transversal, verticalmente o en ambas direcciones.

Deben diseñarse por aplastamiento sobre el área que está realmente en contacto con la aleta. Las conexiones de los rigidizadores de apoyo al alma deben diseñarse para transmitirle la carga concentrada o la reacción, así mismo deben diseñarse como columnas.

La relación ancho espesor de un rigidizador no debe exceder de:

$$\text{Rigidizador de placa: } \frac{b}{t} = \frac{69}{\sqrt{fy}} \quad (\text{Ec 3.27})$$

$$\text{Rigidizador longitudinal: } \frac{b_s}{t_s} = \frac{71.2}{\sqrt{Fb}} \quad (\text{Ec 3.28})$$

fy = resistencia a la cedencia del acero del rigidizador en klb/pulg²

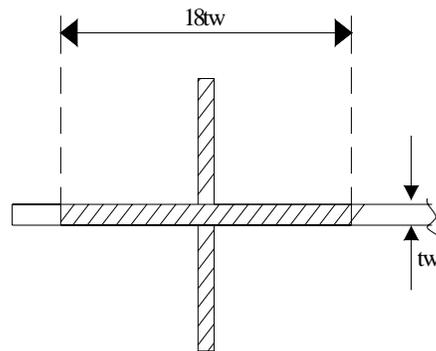


Tabla de los esfuerzos permisibles de trabajo en soldadura de filete.

Tamaño del filete de soldadura (in)	Esfuerzo unitario permisible (lb/in lineal)	
	Electrodo E60	Electrodo E70
3/16	1800	2100
1/4	2400	2800
5/16	3000	3500
3/8	3600	4200
1/2	4800	5600
5/8	6000	7000
3/4	7200	8400
1	9600	11200

3.15.1 Flexión.

El diseño de una viga por flexión consiste en aplicar la fórmula:

$$S = \frac{M}{f} \tag{Ec 3.29}$$

S es el módulo de sección requerido para la viga. La sección más liviana será también la más económica.

3.15.2 Cortante.

La mayoría de las vigas que son lo bastante fuertes como para resistir la flexión, son también suficientes para resistir el cortante. En la mayoría de las vigas que resisten flexión, a menudo se omite revisar por cortante, sin embargo, las vigas cortas, o aquellas que tienen cargas relativamente grandes cerca de los apoyos,



deben revisarse siempre por cortante; en ocasiones el tamaño de la viga debe aumentarse para resistir estos esfuerzos.

La tendencia de una viga a fallar por cortante existe por el desplazamiento de las fibras de su sección, unas con respecto a otras, tanto vertical como horizontalmente. Si el esfuerzo cortante promedio no excede al esfuerzo cortante permisible F_v , la viga es segura con respecto al cortante.

$$fv = \frac{V}{dt} \quad (\text{Ec 3.30})$$

Donde:

fv = esfuerzo cortante promedio.

V = cortante vertical máximo.

d = peralte total de la viga.

t = espesor del alma.

3.15.3 Fatiga.

A medida que las cargas vivas se desplazan a lo largo del puente cambia el cortante horizontal en cualquier punto de la viga, según las posiciones puede alcanzar un máximo y un mínimo, la diferencia entre ambos se conoce como el intervalo de cortante V_r y está definido como:

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} \text{ en Klb/pulg.} \quad (\text{Ec 3.31})$$

Donde:

Q = momento estático en pulg^3 , respecto al eje neutro de la sección compuesta.

I = momento de inercia en pulg^4 respecto al eje neutro de la viga compuesta transformada.

Intervalo admisible de cortante por conector, en Klb:

Para canales:

$$Z_r = BW \quad (\text{Ec 3.32})$$

Donde:

W = longitud transversal del canal, en pulg.

B = ciclos de esfuerzo máximo (AASHTO 10.38.5.1.1)



Número total de conectores de cortante:

$$N = \frac{1000H}{\phi Su} \quad (\text{Ec 3.33})$$

Donde:

H= fuerzas horizontales en Klb.

Qu= Resistencia última del conector en lb.

ϕ = coeficiente de reducción.

Para canales:

$$Su = 550 \left(t_f + \frac{t_w}{2} \right) \sqrt{f'c} \quad (\text{Ec 3.34})$$

Donde:

t_f = espesor promedio de la aleta del canal en pulg.

t_w = espesor del alma del canal en pulg.

$f'c$ = resistencia del hormigón a los 28 días, en klb/pulg².

3.15.4 Deflexión.

Además de resistir la flexión y el cortante, las vigas no deben deformarse excesivamente, ya que si no son lo suficientemente rígidas, podrán ocasionar agrietamientos.

Para una viga libremente apoyada, con carga uniformemente distribuida, la deflexión máxima será:

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI} \quad (\text{Ec 3.35})$$

Donde:

Δ = deflexión máxima en plg.

W= carga total distribuida uniformemente en libras.

L= longitud del claro en pulgadas.

E= módulo de elasticidad de la viga para el acero estructural.

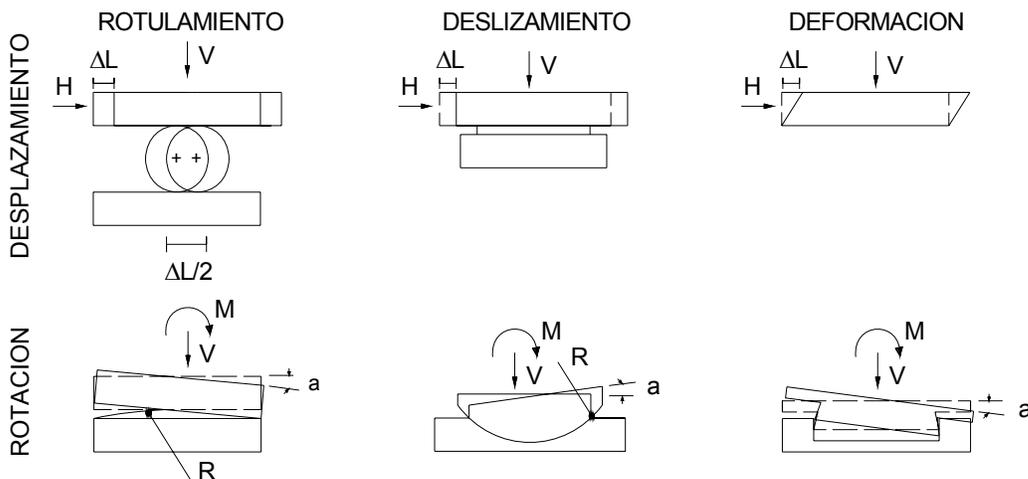
I= momento de inercia de la sección transversal de la viga.

3.16 APOYOS.

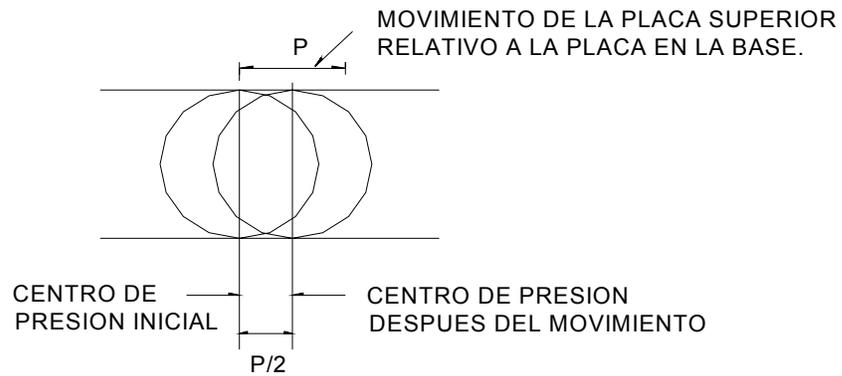
El dispositivo de apoyo es un órgano de vinculación entre dos elementos estructurales, que tienen la función de transmitir determinados componentes de sollicitación (fuerza o momento) sin movimiento entre los mismos elementos; permitir, sin oponer resistencia apreciable, los movimientos relativos entre los elementos (desplazamiento o rotación) en la dirección en la cual no debe transmitirse la componente de sollicitación. La evolución de los apoyos se ha caracterizado por el empleo de nuevos materiales como los elastómeros (neopreno), y el politetrafluoretileno PTFE (teflón).

Elastómero: es cualquier material natural o artificial caracterizado por tener propiedades comparadas a las del caucho.

Teflón: es una sustancia plástica caracterizada por una elevada estabilidad química, resistencia eléctrica, rigidez dieléctrica y muy bajo coeficiente de fricción. Existen algunos principios que deben tomarse en cuenta para la realización de los apoyos, tales como: desplazamiento y rotación.



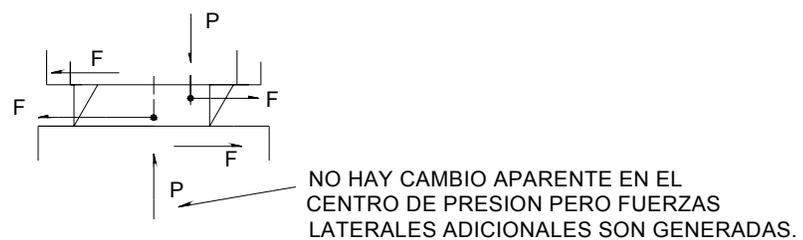
A. APOYO MOVIL O DE RODILLO.



B. APOYO DESLIZANTE.



C. APOYO DE ELASTOMERO.



A, B Y C: DESPLAZAMIENTO DEL CENTRO DE PRESION PARA VARIOS TIPOS DE APOYOS.



Los apoyos de elastómeros al igual que los apoyos metálicos no especiales se han empleado para acomodar pequeños movimientos entre valores de 6 mm a 12 mm, con o sin rotación. Para desplazamientos metálicos, construidos con acabados y metales de propiedades especiales.

Las cargas de servicio ocasionan la consiguiente rotación de los extremos y cambios de longitud en vigas y traveses, por lo tanto, los apoyos deben permitir los movimientos longitudinales y la rotación mientras que mantienen también un soporte vertical adecuado.

Los apoyos de neopreno son los más ampliamente utilizados y se encuentran fácilmente disponibles con la dureza adecuada y en varios espesores, para tomar el movimiento total anticipado, en apoyos mayores se usa el neopreno y placas de acero. El neopreno permite la rotación y el movimiento.