Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Estudio de tipologías de los pórticos de apoyo de puentes de vigas en Estados Unidos.

TRABAJO FINAL DE GRADO

Trabajo realizado por:

Borja Velasco García

Dirigido:

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Titulación:

Grado en Ingeniería Civil

Santander, junio de 2018

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a mi Director de Trabajo de Fin de Grado, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, por brindarme la posibilidad de realizar este proyecto. Ha sido una grata experiencia adentrarme en el ámbito de estas estructuras y he aprendido mucho del tema en cuestión.

Igualmente, agradezco a la empresa Louis Berger IDC – APIA XXI por haberme facilitado la consulta de documentación relativa a estas estructuras.

A mi familia y amigos, tanto por su apoyo sentimental como material. Sin ellos no hubiera sido posible este trabajo.

A Claudia, por estar siempre dispuesta a ayudarme en lo que me hiciera falta y haber sido un pilar fundamental.

Título: Estudio de tipologías de los pórticos de apoyo de puentes de vigas en Estados Unidos.

Mención: Construcciones Civiles

Autor: Borja Velasco García

Director: Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Convocatoria: junio 2018

Palabras clave: pórtico, dintel, acero, hormigón, straddle bent.

Bibliografía: debido a la extensión de la lista de documentos consultados, se adjuntan los más relevantes:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2010). American Association of State Highway and Transportation Officials. Part I, Section 1-5.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2010). American Association of State Highway and Transportation Officials. Part II, section 6- Index.
- "A policy on geometric designo f Highways and Streets" Ed. American Association of state highway and Transportation officials. 2001.
- Baskar.K, "Steel–concrete composite plate girders subject to combined shear and vending" Ed. Elsevier Science Ltd. 2002.
- Berrocal Ruiz. F.D, "COMPARISON OF POST-TENSIONED CAST IN PLACE CONCRETE AND STEEL-CONCRETE COMPOSITE BENT CAPS" Ed. University of Texas at Arlington. Diciembre 2015
- Berrocal Ruiz. F.D. y Yazdani.N, "Comparative analysis of cast-in-place post-tensioned and steel–concrete composite bridge bent caps" Marzo 2017.
- "Bridge Design Practice, Chapter 12: Concrete bent caps" Ed. Caltrans. Febrero 2015.
- Ellis.C, "External PT to increase capacity of existing Steel bridge" Washington DC office. Marzo 2013.
- Fernandez Gomez. E "Design Criteria for Strength and Serviceability of Inverted-T Straddle Bent Caps" University of Texas at Austin. Agosto 2012.
- Garber.D.B. "Shear Cracking in Inverted-T Straddle Bents" Ed. University of Texas at Austin. Agosto 2011.
- Heeyoung.L, Daeyoun.C, Zuog.A y Wonseok.C, "Composite Behavior of Steel I-girders Connected toInverted-T Bent Cap" Ed. International journal of Steel structures. Diciembre 2014.
- Herce Vallejo, M "Funciones de las rotondas urbanas y requerimientos urbanísticos de organización" 2005
- Hohmann, D "Bridge Design Manual-LRFD". Ed. Texas Department of Transportation. Mayo 2009.
- "Integral Steel Box-Beam Pier Caps" Ed. The national academies of sciences engineering medicine. Washington 2004.

Resumen:

Los puentes de vigas, comúnmente empleados en muchos enlaces y rampas de conexión de grandes autopistas en Estados Unidos, presentan cierta peculiaridad a la hora de diseñar los pórticos de apoyo en aquellas situaciones en que no es posible disponer dichos elementos en la propia sombra del tablero.

En función de las restricciones de gálibo vertical, de la propia luz del pórtico, y del material de las vigas del tablero (acero u hormigón pretensado) son varias las tipologías que pueden adoptarse para el diseño del pórtico.

Se realizará un análisis de las diferentes tipologías más habituales, estableciendo su rango óptimo y ventajas e inconvenientes de su utilización.

Santander, junio 2018.

El autor del proyecto:

Borja Velasco García.

Title: Straddle Bent type study for I-girder bridges in the United States of America.

Major: Civil Constructions

Author: Borja Velasco García

Director: Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Call: June 2018

Key words: pier cap, bent, steel, concrete, straddle bent.

Bibliography: Due to the huge amount of documents consulted, only the most relevant ones are listed below:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2010). American Association of State Highway and Transportation Officials. Part I, Section 1-5.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2010). American Association of State Highway and Transportation Officials. Part II, section 6- Index.
- "A policy on geometric design of Highways and Streets" Ed. American Association of state highway and Transportation officials. 2001.
- Baskar.K, "Steel–concrete composite plate girders subject to combined shear and vending" Ed. Elsevier Science Ltd. 2002.
- Berrocal Ruiz. F.D, "COMPARISON OF POST-TENSIONED CAST IN PLACE CONCRETE AND STEEL-CONCRETE COMPOSITE BENT CAPS" Ed. University of Texas at Arlington. Diciembre 2015
- Berrocal Ruiz. F.D. y Yazdani.N, "Comparative analysis of cast-in-place post-tensioned and steel–concrete composite bridge bent caps" March 2017.
- "Bridge Design Practice, Chapter 12: Concrete bent caps" Ed. Caltrans. February 2015.
- Ellis.C, "External PT to increase capacity of existing Steel bridge" Washington DC office. March 2013.
- Fernandez Gomez. E "Design Criteria for Strength and Serviceability of Inverted-T Straddle Bent Caps" University of Texas at Austin. Agosto 2012.
- Garber.D.B. "Shear Cracking in Inverted-T Straddle Bents" Ed. University of Texas at Austin. August 2011.
- Heeyoung. L, Daeyoun. C, Zuog. A y Wonseok .C, "Composite Behavior of Steel I-girders Connected to Inverted-T Bent Cap" Ed. International journal of Steel structures. December 2014.
- Herce Vallejo, M "Funciones de las rotondas urbanas y requerimientos urbanísticos de organización" 2005
- Hohmann, D "Bridge Design Manual-LRFD". Ed. Texas Department of Transportation. May 2009.
- "Integral Steel Box-Beam Pier Caps" Ed. The national academies of sciences engineering medicine. Washington 2004.

Abstract:

I-girder bridges, commonly used in many connections and ramps of connection in big roadways in the United States of America have a certain quirk when dealing with the design of pier caps whenever it is impossible to set such elements below the board.

Depending on the restrictions of vertical clearance, the span of the pier cap and the materials of the girders (steel or prestressed concrete), there are different types that can be used for the design of the pier cap.

An analysis of the most common types will be carried out, establishing their optimum range and advantages and disadvantages of their use.

Santander, June 2018.

The author:

Borja Velasco García.

INDICE GENERAL

1 INTRODUCCIÓN. 1

1.1 MARCO GENERAL. 2
1.2 OBJETIVOS. 2
1.3 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO. 3

2 DESCRIPCIÓN Y TIPOLOGÍA DE VÍAS E INTERSECCIONES EN LOS E.E.U.U. 4

2.1 INTRODUCCIÓN. 5
2.2 TIPOLOGÍA DE VÍAS. 5
2.2.1 Red de autopistas interestatales. (Interstate Highways) 5
2.2.2 Red de carreteras federales. (U.S. Highways). 6
2.2.3 Carreteras Estatales (State Highways). 6
2.2.4 Carreteras Locales o de Condado (County Highways). 7
2.3 INTERSECCIONES Y TIPOS. 7
2.3.1 Intersecciones a nivel. 9
2.3.1.1 Intersecciones con prioridad. 9
2.3.1.2 Intersecciones señalizadas. 10
2.3.1.3 Rotondas. 10
2.3.2 Enlaces viarios a distinto nivel. 12

3 DESCRIPCIÓN EN DETALLE DEL STRADDLE BENT. 17

3.1 INTRODUCCIÓN. 18
3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES. 24
3.3 TIPOS DE DINTELES. 28
3.3.1 Introducción. 28
3.3.2 Dinteles de hormigón. 28
3.3.2.1 Tipos de dinteles según el apoyo de las vigas sobre éstos. 28
3.3.2.1.1 Dinteles Drop Bent. 28
3.3.2.1.2 Dinteles Integral Bent. 30
3.3.2.1.3 Dinteles Inverted T. 31
3.3.2.2 Dinteles pretensados y post-tesados. 35
3.3.2.2.1 Dinteles post-tesados. 35
3.3.2.2.2 Dinteles pre-tensados. 38
3.3.2.3 Regiones B y D en dinteles de hormigón armado y pretensado. 40
3.3.2.3.1 Modelado STM. 40
3.3.3 Dinteles de acero. 41
3.3.3.1 Dinteles Integrales. 45
3.3.4 Dinteles mixtos de acero y hormigón. 45
3.3.4.1 Comparación de un dintel de hormigón in-situ post-tensado con un dintel mixto de acero y hormigón. 47
3.4 PATOLOGÍAS CARACTERÍSTICAS. 50
3.4.1 Fisuras en dinteles de T invertida de hormigón. 50
3.4.2 Fisuras en dinteles de acero. 52
3.5 RECOMENDACIONES Y RANGO DE UTILIZACIÓN. 54

4 METODOLOGÍA DE CÁLCULO. 55

4.1 INTRODUCCIÓN. 56
4.2 CÁLCULO DEL MARGEN DE SEGURIDAD EN LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE. 56
4.2.1 Sistema ASD. 56
4.2.2 Sistema LFD. 57
4.2.3 Sistema LRFD. 58
4.2.3.1 Estados límite. 59

4.2.3.1.1 Estado límite de servicio. 59
4.2.3.1.2 Estado límite de fatiga y fractura. 60
4.2.3.1.3 Estado límite de resistencia. 60
4.2.3.1.4 Estado límite en situaciones extremas. 61
4.3 CARGAS SOBRE ESTRUCTURAS. 61
4.3.1 Cargas permanentes. 61
4.3.1.1 Cargas muertas. 61
4.3.1.1.1 Cargas de componentes estructurales. 62
4.3.1.1.2 Cargas de superficies de desgaste. 62
4.3.1.2 Efectos de cargas acumuladas. 62
4.3.2 Cargas de construcción. 62
4.3.3 Sobrecargas de uso. 62
4.3.3.1 Vehículo de diseño para sobrecargas de uso. 63
4.3.3.2 Aplicación de las cargas de vehículos de diseño. 65
4.3.3.3 Fuerza centrífuga. 66
4.3.3.4 Fuerzas de frenado. 67
4.3.4 Cargas del viento. 67
4.3.4.1 Presión horizontal del viento. 68
4.3.4.2 Presión vertical del viento. 68
4.3.5 Cargas sísmicas. 68
4.3.6 Cargas por el agua. 68
4.3.6.1 Presión estática. 68
4.3.6.2 Empuje del agua. 69
4.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS. 69
4.4.1 Métodos aproximados de análisis. 69
4.4.1.1 Puentes de vigas. 69
4.4.2 Métodos refinados de análisis. 69
4.4.2.1 Métodos de análisis en 2D. 69
4.4.2.1.1 Modelos tradicionales de cuadrícula 2D. 70
4.4.2.1.2 Modelos de losa y viga excéntrica. 71
4.4.2.1.3 Condiciones de contorno. 71
4.4.2.2 Métodos de análisis en 3D. 72
4.4.2.2.1 Modelado de elementos finitos en 3D. 73
5 CONCLUSIÓN. 74
BIBLIOGRAFÍA 76
ANEXO 1: PLANOS 80

1 Introducción.

1.1 Marco general.

Estados Unidos es un país de grandes dimensiones y con un gran tráfico de vehículos por tierra. Existen gran variedad de tipologías de vías y cruces; pero en zonas urbanas con una gran afluencia de tráfico y un espacio insuficiente para distribuir todas estas vías, se hace necesario que se produzcan intersecciones de estas vías a distintos niveles y muchas veces se dificulta la construcción de los apoyos debido a la densidad de estas zonas.

El Straddle Bent responde a una tipología de pórtico empleado en salidas y entradas de enlaces viarios en los Estados Unidos, en los que, debido a la complejidad de la geometría y por la imposibilidad de que los apoyos se sitúen a la sombra del pórtico, se prolonga el dintel de éste y si sitúan los apoyos en os extremos; situando las vigas sobre las que discurrirá la plataforma de la carretera sobre un tramo del pórtico y no aprovechando toda su luz como apoyo.

Para el diseño de cada una de las tipologías de pórtico existentes, se deben calcular los esfuerzos esperados sobre la estructura. Para ello, las diferentes administraciones estadounidenses como la AASHTO o la FHWA dan una serie de directrices para el cálculo de las cargas de diseño que se han de tener en cuenta, además de las combinaciones de éstas para el cálculo de los diferentes estados límite de la estructura.

Una excelente motivación para profundizar en el estudio de esta tipología de pórticos radica en el hecho de que empresas de construcción e ingeniería españolas, cada vez más, se están movilizando en los Estados Unidos y su presencia en proyectos de esta índole tienda a crecer.

1.2 Objetivos.

El objetivo del presente estudio será catalogar las diferentes vías contempladas por las administraciones públicas estadounidenses y por los diferentes estados, así como los distintos tipos de intersecciones empleadas en el territorio con sus ventajas e inconvenientes. Hasta llegar a los enlaces a distinto nivel y llegar al caso concreto de los Straddle Bent.

Dentro de este apartado, se profundizará en las características de este tipo particular de pórtico. Comenzando por una descripción general y enumerando una serie de características comunes, se pasará a identificar los diferentes pórticos según el elemento que los conforma, ya sea hormigón, acero o mixto, enumerando también alguna de sus características principales y algunas de sus desventajas o contraindicaciones.

Por último, se analizará las diferentes indicaciones y guías, así como los métodos existentes para el análisis de una estructura, para el cálculo eficiente de una estructura de tal manera que perdure a lo largo de su vida útil y pueda resistir las cargas esperables a lo largo de ésta sin alterar significativamente su integridad estructural.

1.3 Organización del documento.

Se procede a describir a continuación el contenido de los capítulos del Proyecto:

El **Capítulo 2 – Descripción y tipología de vías e intersecciones en los Estados Unidos** pretende servir como una introducción y puesta en situación previa a la descripción del tema central del proyecto. En él se describe las diferentes vías y sus características principales de acuerdo con los departamentos de tráfico de algunos de los Estados de mayores dimensiones o importancia general. Posteriormente se describen los tipos de intersecciones tanto en un mismo nivel como a distinto nivel basados en literatura general pero enfocada en el país estadounidense.

En el **Capítulo 3 – Descripción en detalle del Straddle Bent** se describen las características generales de este tipo de pórticos definidas a partir de literatura de normas de diferentes estados. Para las características de las diferentes tipologías se recurrió a estudios de diferentes estados y universidades en los que se definían características óptimas y algunas de las principales deficiencias de los distintos tipos de elementos.

En el **Capítulo 4 – Metodología de cálculo** a través de las recomendaciones y regulaciones de la AASHTO y la FHWA, principalmente, se describen los métodos de análisis y factores de seguridad, así como las principales cargas, permanentes o no, que solicitan la estructura a lo largo de su vida útil y las consideraciones y combinaciones de cargas que se han de tener en cuenta para el cálculo de las mismas.

Finalmente, en el **Capítulo 5 – Conclusión** se intenta sintetizar toda la información obtenida durante la realización del presente Trabajo procurando obtener una visión general de esta tipología de pórticos.

Se acompaña, además, y a modo de **Anexo**, una serie de planos de tres Straddle Bent de hormigón, una T invertida armada, una T invertida post-tesada y una sección rectangular armada.

2 Descripción y tipología de vías e intersecciones en los E.E.U.U.

2.1 Introducción.

Durante este apartado se analizarán brevemente los tipos de vías e intersecciones a lo largo de los Estados Unidos; explicando consideraciones generales de cada una de ellas y criterios para su empleo y ubicación.

2.2 Tipología de vías.

Dentro de este punto se tratará de resumir brevemente los tipos de vías que forman la red de carreteras de los Estados Unidos; buscando resumir brevemente tanto sus características generales de diseño (en lo que nos atañe para la construcción de estructuras sobre sus carriles), su administración y tráfico.

2.2.1 Red de autopistas interestatales. (Interstate Highways)

Fueron impulsadas en 1956 por el expresidente Dwight Eisenhower, basadas en el modelo alemán de autopistas de aquel entonces y siendo una de sus futuras misiones facilitar la capacidad de evacuación de las principales ciudades del país en caso de un ataque nuclear incluso permitiendo el aterrizaje de emergencia de un avión sobre ellas. Son carreteras de libre tráfico y sin peajes, financiadas y administradas por el Gobierno Federal, aunque mantenidas por cada Estado.

Supusieron también un gran impulso para el desarrollo económico del país, al permitir el tráfico de bienes de un estado a otro con mayor celeridad y sencillez. (Figura 1)

Figura 1 Red de Autopistas Interestatales de EE. UU.

La red de autopistas interestatales está diseñada para carriles de 3.6 metros con arcenes de no menos de 3 metros en unas condiciones estándar de circulación. En lo que a gálibo vertical libre se refiere, no debe ser menos a 4.9 metros para estructuras de paso.

2.2.2 Red de carreteras federales. (U.S. Highways)

Su aparición es previa a la aparición de las autopistas interestatales. Se trata de un sistema de autopistas creadas tras el Federal Aid Highway Act de 1925; siendo el cambio más importante el paso de ser administradas por particulares a ser administradas por los estados. Previo a esto, en 1924, la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) exigió investigar la posibilidad de crear un sistema de autopistas estandarizadas. (Figura 2)

Su desarrollo estuvo casi ligado al desarrollo por parte de Ford de su modelo "T" y su gran éxito entre la población, que pronto demandó mejores carreteras.

Figura 2 Red de carreteras federales indicando la capacidad de las mismas.

En general, este grupo de carreteras no sigue unos parámetros mínimos de diseño como hacen las autopistas interestatales; y a menudo no son construidas con características de autovías de libre circulación. Muchas son las calles principales de las ciudades por las que discurren. Sin embargo, las nuevas rutas que se añaden a la Red han de cumplir las características mínimas definidas por la AASHTO.

2.2.3 Carreteras Estatales (State Highways)

Cada estado cuenta con su propia red de Carreteras Estatales, en este caso sin unos parámetros constructivos comunes; y con unos estándares de calidad que también varían. Dependiendo del estado se pueden encontrar carreteras con parámetros de diseño similares a una autopista interestatal u otras carreteras con un tráfico tan reducido, que apenas cumplen con los mínimos de calidad.

2.2.4 Carreteras Locales o de Condado (County Highways)

Se denominan así las carreteras designadas o mantenidas por el departamento de autopistas del condado; independientemente de que dispongan de un numeración o no.

Dentro de los parámetros de diseño o mantenimiento hay una gran variedad en las carreteras de condado. En zonas urbanas se pueden encontrar algunas con las mismas regulaciones que una autopista, mientras que otras pueden pasar por carreteras estatales y otras, sin embargo, en zonas menos urbanizadas se encuentran en condiciones de mantenimiento extremadamente pobres, incluso sin pavimentar en ocasiones. Aunque, de nuevo, cada Estado le da una utilidad e importancia diferente a su red de carreteras de condado.

2.3 Intersecciones y tipos.

Una intersección viene definida como un área en el que dos o más carreteras se juntan o se cruzan, además de las instalaciones necesarias para los movimientos de tráfico en esa área. Se tratan de zonas de una gran importancia porque, más allá de su uso, su correcto diseño repercutirá en la eficiencia, seguridad o velocidad de las mismas.

Los tres tipos generales de cruces en autopistas son las intersecciones a nivel (Figura 3) y los enlaces viarios (Figura 4).

Figura 3 Intersección a nivel.

Figura 4 Enlace viario direccional en Houston, Texas.

Los elementos a tener en cuenta a la hora de diseñar una intersección son cinco principalmente: factores humanos, consideraciones de tráfico en la zona, elementos físicos, factores económicos y área funcional de la intersección. El área funcional de una intersección y el área física definen a la misma (Figura 5).

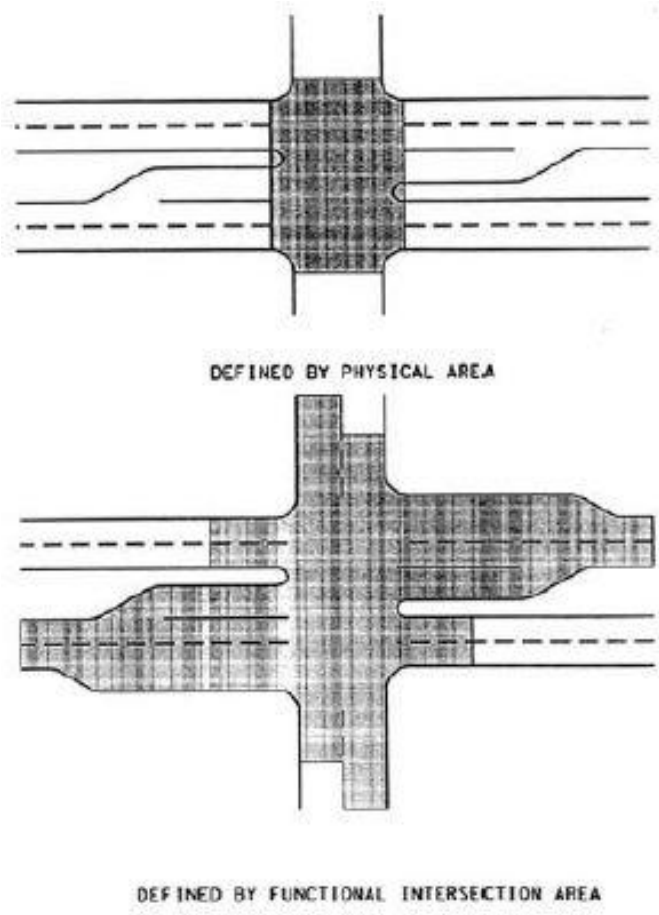


Figura 5 Área física y funcional de una intersección. Fuente: AASHTO.

2.3.1 Intersecciones a nivel.

Los tres tipos principales con los que se tratará van a ser:

- Intersecciones con prioridad.
- Intersecciones señalizadas.
- Rotondas.

Todas ellas pretenden reducir al máximo las posibles confusiones. La necesidad de ser flexibles es la que dicta cual será la opción más adecuada. Para el diseño de cualquier tipología de intersección, lo principal será hacer un cálculo del volumen de tráfico esperado; de tal manera que ésta opere por debajo de su capacidad durante la mayor parte del tiempo. (Figura 6)

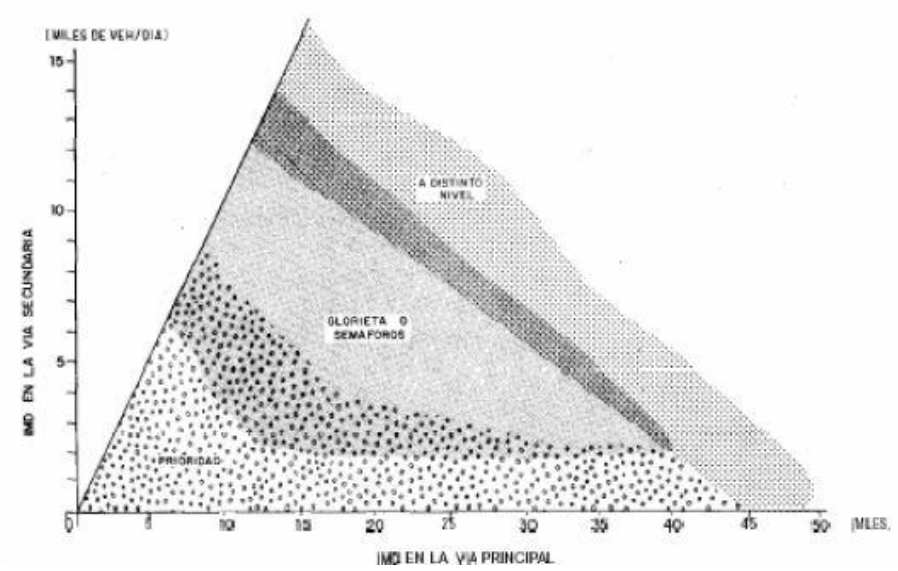


Figura 6 Tipo de intersección apropiado según la intensidad de circulación en un nudo de tres ramas. Fuente: MOPU "Recomendaciones sobre glorietas".

2.3.1.1 Intersecciones con prioridad.

Aparecen cuando la intersección se produce entre dos carreteras, una de ellas calificada como de mayor importancia que la segunda; y que por tanto tendrá una prioridad permanente en los movimientos de tráfico. Lo cual supone la gran ventaja de no retrasar el tráfico de la vía principal.

La visibilidad en estas intersecciones se convierte en un factor determinante, puesto que una ausencia de ésta puede aumentar la tasa de ocurrencia de accidentes además de reducir la capacidad de la intersección. Para lograr esto, es importante que las intersecciones no se encuentren a la salida de una curva o en zonas en las que la pendiente no exceda en 2%.

Encontramos tres tipos de diseños para intersecciones con prioridad:

- Uniones simples.
- Con carril de espera.
- Con carril de espera e isletas de canalización.

2.3.1.2 Intersecciones señalizadas.

Funcionan bajo el principio de asignar periodos de tiempo separados en aquellos movimientos de una intersección que supongan un conflicto; de tal forma que el espacio de la calzada disponible sea utilizado de la manera más eficiente y segura posible. En tramos urbanos, podemos emplear señalización para favorecer la progresión casi continua del tráfico a lo largo de la ruta. (Figura 7)

Quedan justificadas las intersecciones señalizadas con el fin de reducir los retrasos tanto de peatones como de conductores, además de reducir la accidentalidad en intersecciones o mejorar el control sobre el flujo del tráfico que atraviese una intersección. Sin embargo, también suponen ciertas desventajas; como pueden ser las frecuentes revisiones de mantenimiento, el aumento de las colisiones traseras o la ineficacia en momentos de menores volúmenes de tráfico pudiendo aumentar los retrasos durante dichos periodos.

Figura 7 Intersección señalizada de varias calzadas y una vía de ferrocarril.

2.3.1.3 Rotondas.

El diseño de las rotondas supone compensar parámetros de seguridad y capacidad. Una gran parte de los parámetros de diseño están dictados por la capacidad de maniobra de los vehículos más grandes.

Para la circulación en casos en los que los ramales tengan flujos desiguales puede ser preferible una intersección con señalización. Cuando cada una de las entradas tenga un volumen de circulación aproximadamente similar, las rotondas sirven como una buena medida para la distribución del tráfico.

Además de su uso para resolver conflictos en intersecciones; también se emplearán las rotondas en casos en los que tengamos un cambio importante en el tipo de carretera, un cambio drástico en la dirección de la carretera o cuando haya una transición de un entorno rural a uno urbano.

Algo que sitúa a las glorietas en una posición ventajosa frente a los otros tipos de intersecciones a nivel es que, debido a su geometría y a su modo de funcionamiento, la glorieta es capaz de resolver todos los movimientos posibles en una intersección, incluidos los cambios de sentido y la rectificación de errores.

Además, existen numerosos estudios realizados antes de la construcción de una glorieta y posteriormente a la misma, que han demostrado su superior capacidad frente al resto de intersecciones a nivel, incluida las reguladas por semáforo y además suponen una reducción del tiempo de espera durante periodos de hora punta.

Más allá de la conveniencia en cuanto a mejoras del flujo de vehículos en intersecciones, en cuestión de seguridad, además, parece existir un acuerdo total en los resultados de las investigaciones llevadas a cabo en este campo y que apuntan a que las glorietas resultan claramente más seguras para los automovilistas que cualquier otra de intersección, tanto en el número de accidentes como en la gravedad que éstos revisten. (Figura 8)

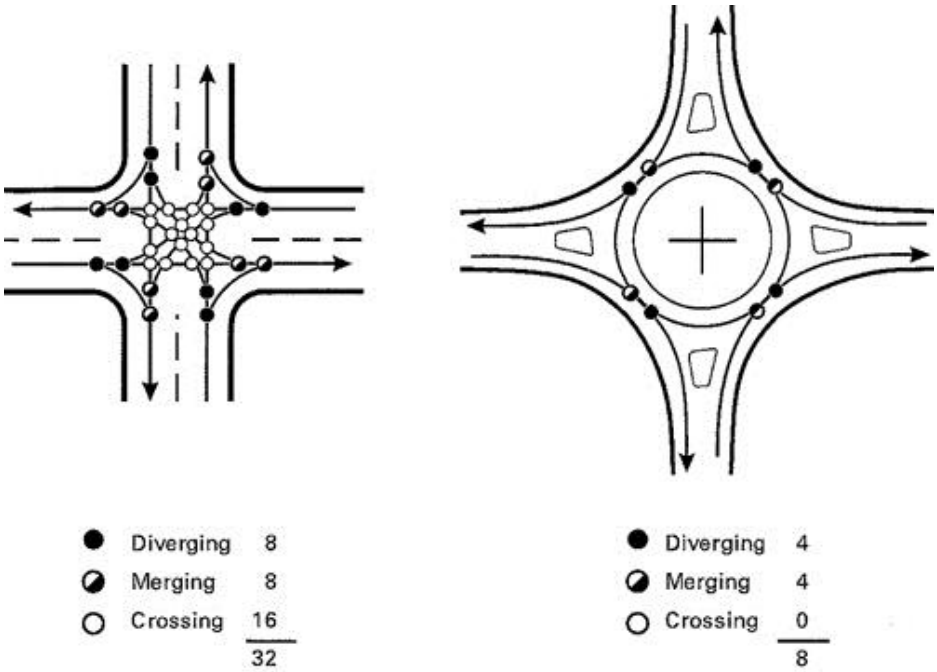


Figura 8 Puntos de conflicto en una intersección señalizada y en una glorieta.

No es tan clara esta ventaja en cuanto a la seguridad de los peatones y vehículos de dos ruedas, existiendo así dudas acerca de la superior seguridad de las rotondas respecto otras intersecciones. Es por esto que las recomendaciones de diseño son cada vez más exigentes a la hora de mejorar la seguridad de estos dos grupos de usuarios.

En Estados Unidos aparecieron a principios de los 90, se trata de una alternativa más segura, más barata de mantener y más adecuada medioambientalmente hablando. Sin embargo, pese a la insistencia existente para implantarlas, y a existir en torno a 2000 rotondas ya construidas, es una tipología que no está muy aceptada por los propios ciudadanos. Ya que desconocen como circular por ellas o se ven como potencialmente menos seguras, aunque se algo totalmente opuesto. (Figura 9)

Figura 9 Glorieta en Annapolis, Maryland.

2.3.2 Enlaces viarios a distinto nivel.

La capacidad de acomodar grandes volúmenes de tráfico de forma segura y eficiente a través de intersecciones depende enormemente en las disposiciones tomadas para manejar el tráfico que intersecta. La mayor eficiencia, seguridad y capacidad de tráfico se logra mediante un sistema en el que las calzadas que son intersectadas se encuentran en niveles distintos. Un enlace viario es un sistema de carreteras interconectadas junto con uno o más pasos a distinto nivel que suponen movimientos de tráfico entre dos o más carreteras o autopistas que se encuentran a alturas diferentes.

Para seleccionar un tipo de separación entran en juego diversos factores más allá de su propio diseño; como pueden ser la clasificación de la vía, el tráfico que va a tener que soportar o la velocidad de diseño. Aparte de estas limitaciones propias de la vía, la economía o el terreno son de gran importancia a la hora de acomodar de forma segura las demandas de tráfico.

Uno de los elementos más importantes del diseño de un enlace viario es la unión de una o más rampas. La disposición de una rampa concreta y el tipo de movimiento de tráfico, reflejará la topografía de los alrededores y el grado de flexibilidad en las operaciones de tráfico. Y aunque la topografía o el coste operacional puedan ser factores determinantes para elegir la configuración de las rampas, el movimiento que deseemos que se realice ha de ser el predominante en los criterios de diseño. (Figura 10)

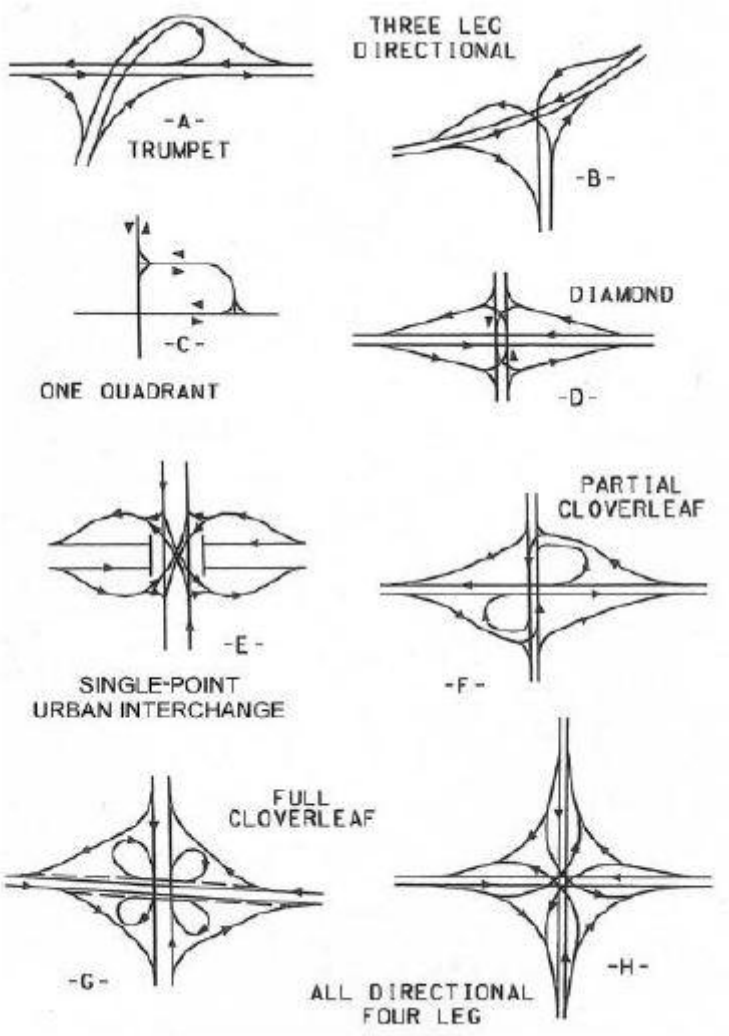


Figura 10 Configuraciones de enlace viario más habituales.

Podemos encontrar varias estructuras entre las utilizadas para separar dos carreteras que se cruzan; podemos identificar las estructuras por tres tipologías generales, referidas por la AASHTO con sus nombres en inglés como: deck type, through y partial through. Siendo la primera la que tiene un uso más generalizado y las otras dos siendo más apropiadas cuando una de las vías que cruzan es una vía de ferrocarril.

- Deck type: la más empleada y la más adecuada para los pasos superiores: tienen un gálibo prácticamente ilimitado; aunque sus apoyos pueden suponer un problema en la carretera inferior. (Figura 11)
- Through y partial through: más apropiados para estructuras con raíles, con un menor gálibo vertical. En ellos el tráfico discurre entre las vigas, por lo que producen una sensación de mayores restricciones verticales. (Figura 12)

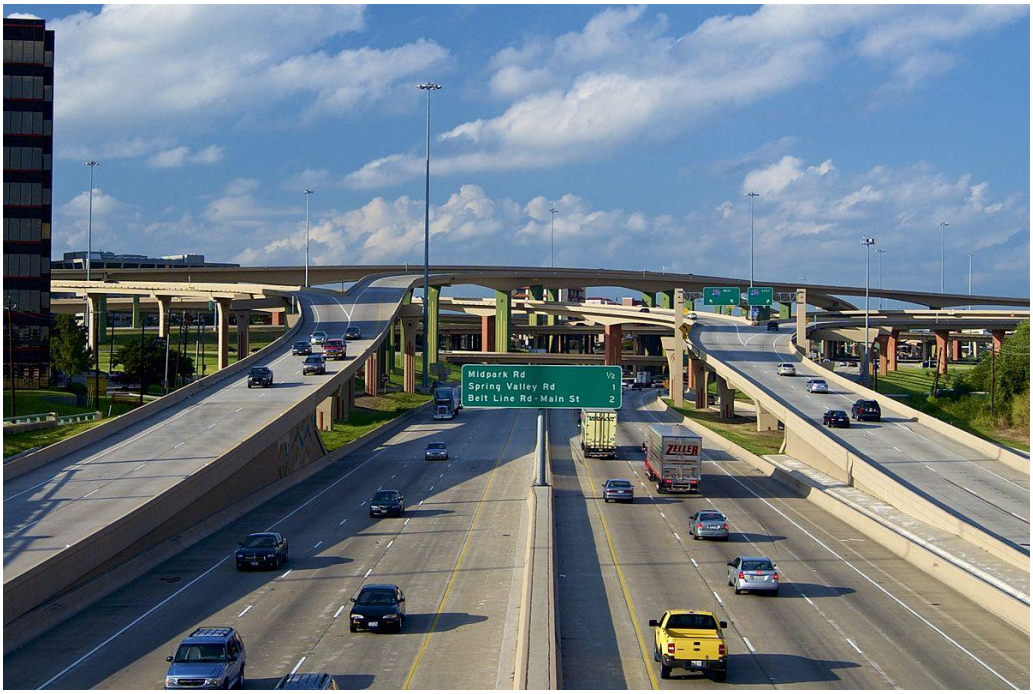


Figura 11 Estructura deck type.

Figura 12 Paso de una vía de ferrocarril en un paso through.

Es importante mantener una vía suficientemente despejada con un parapeto uniforme; la estructura que mejor se adapte a nuestros intereses también será aquella que les dé a los conductores una baja sensación de restricción.

Como se ha mencionado, la topografía que rodea el enlace viario es determinante para el diseño del mismo. Tanto es así que ésta ha de impedir que el diseño de cualquier otro tipo de intersección sea físicamente posible de tal manera que una intersección a diferentes niveles se convierta en la solución más viable también en lo que a economía se refiere. (Figura 13)

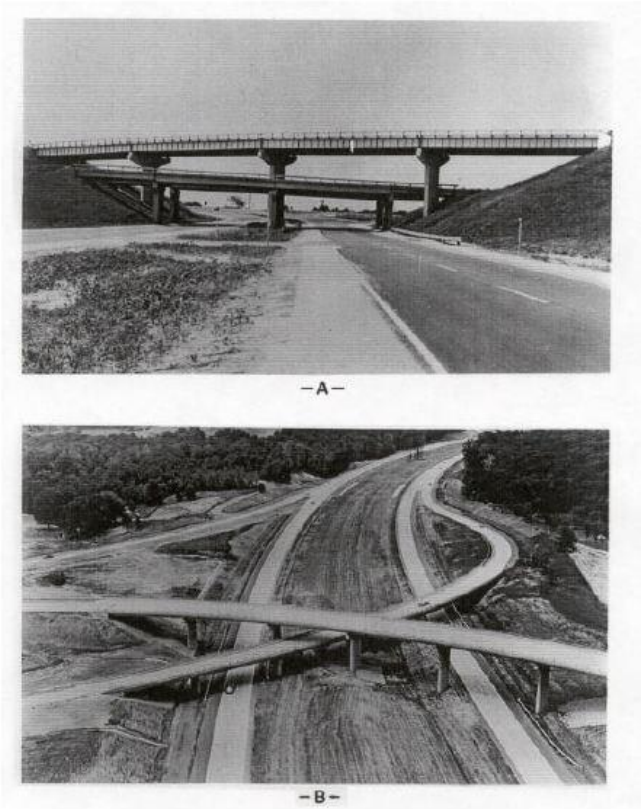


Figura 13 Estructuras de paso superior (A) y paso inferior (B).

Sin embargo, encajar ciertas estructuras sobre una carretera ya existente puede resultar complicado, debido a que no siempre podremos colocar los apoyos a la sombra de nuestro tablero, de donde surge el verdadero problema. En tales casos, es cuando podemos apreciar la aparición del llamado "Straddle Bent", objeto de este trabajo; una solución en la que dos columnas soportan una viga que a su vez soporta sobre ella, no siempre en la totalidad de su longitud, un tramo de la carretera que cruza por encima de otra previamente construida y que transcurre por debajo de la nueva. (Figura 14)

Figura 14 Straddle Bent sobre un paso inferior.

3 Descripción en detalle del Straddle Bent.

3.1 Introducción.

Una de las tipologías más habituales de puentes en los grandes enlaces y rampas de conexión en las autopistas de Estados Unidos de América es la de puentes de vigas doble T (bien sean de hormigón pretensado o vigas mixtas de acero y hormigón).

El rango habitual de luces máximas para los vanos de estos puentes se sitúa típicamente entre 90 y 150 pies (unos 27 a 45 m), lo que obliga a disponer un gran número de apoyos (Figura 15)

Figura 15 Puentes de vigas en enlace de múltiples conexiones.

Debido a la configuración del tablero (formado por múltiples vigas doble T), la tipología más frecuente para la subestructura es la de apoyos de hormigón armado, formado por una o varias columnas y un dintel que soporta las vigas del tablero. En función de los condicionantes del tráfico bajo el puente, la topografía, los costes de construcción, etc. utilizaremos otras tipologías más comunes de apoyos (Figura 16).

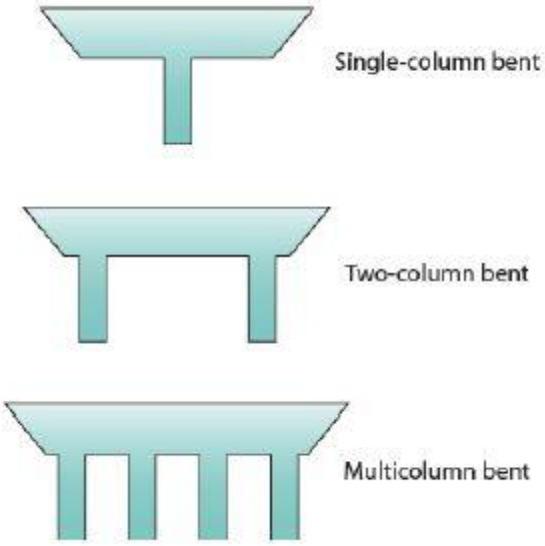


Figura 16 Algunas geometrías comunes de pórticos.

Los apoyos de 2 o más columnas (two-column bent o multicolumn bent) (Figura 17) se emplean comúnmente para alturas de pilas menores de 30 pies (aproximadamente 9 metros) (Figura 18); para estructuras amplias con más de 5 columnas o longitudes de dintel mayores de 80 pies (24,4 metros) se debería considerar dividir el apoyo en dos, especialmente en casos en los que las pilas son cortas y la contracción o expansión del dintel pudiera resultar en fuerzas internas importantes (Figura 19).

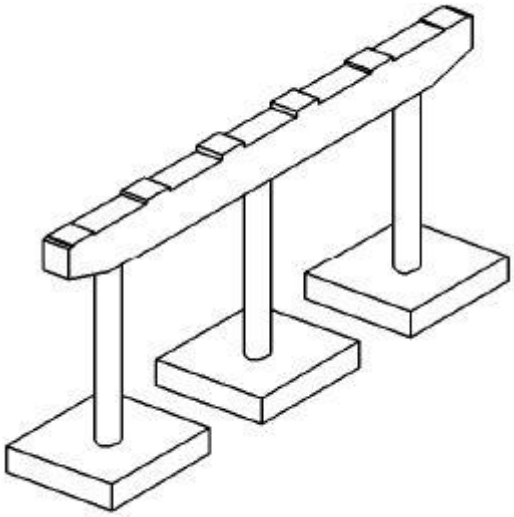


Figura 17 Apoyo de varias columnas.

Figura 18 Ejemplo de multicolumn bent.

Figura 19 Ejemplo de multicolumn bent dividido en dos unidades independientes.

Los apoyos de una columna, conocidos comúnmente como hammerhead (Figura 20), son típicamente empleados en los casos en que, por la mayor altura de la rasante sobre el suelo, las columnas requieren unas mayores dimensiones de su sección transversal (menor esbeltez). También son empleados en aquellos casos en que, por razones de espacio, solo puede ubicarse una única columna (Figura 21 y Figura 22), o bien en casos en los que se pretende evitar que un flujo de agua pudiera aumentar la acumulación de escombros entre las pilas de un pórtico de varias columnas (cruces esviados sobre cauces).

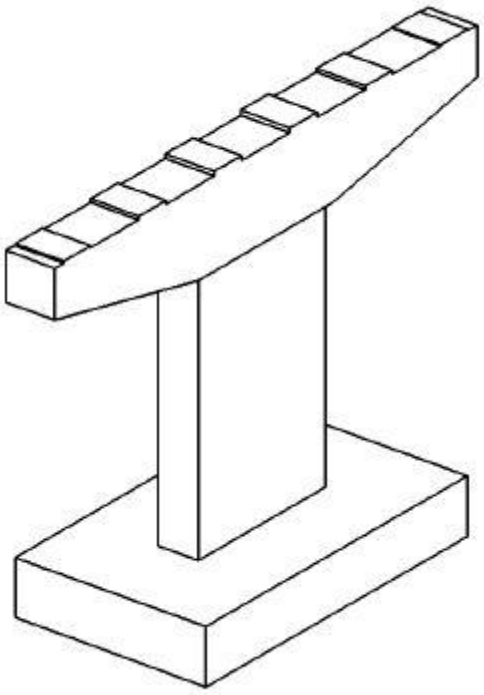


Figura 20 Apoyo hammerhead.

Figura 21 Ejemplo de apoyo hammerhead en espacio reducido.

Figura 22 Ejemplo de apoyo hammerhead

Además de esta tipología de apoyos más comunes, ya se ha introducido en la parte final del apartado anterior la definición de Straddle Bent como un tipo de pórtico en que, por las características de la vía sobre la que cruza, se imposibilita que sus apoyos bajen sobre la sombra de la carretera a la que da servicio (Figura 23 y Figura 24).

A lo largo de este capítulo se profundizará más en las características de este tipo de pórticos, así como en una división de la estructura según el material y la forma con la que se construye; describiendo algunas de sus ventajas e inconvenientes constructivos.

Finalmente se desarrollarán algunas de las patologías comunes en dos de los dinteles más empleados como son los de acero integrados y los dinteles de hormigón de T invertida.

Figura 23 Straddle Bent de hormigón en construcción sobre otra vía apoyada sobre otro Straddle Bent.

Figura 24 Sucesión de apoyos tipo hammerhead y Straddle Bent.

3.2 Características generales.

De forma general, el Straddle Bent se refiere a una tipología de construcción empleada cuando la columna de apoyo de una estructura caería directamente encima de una carretera u otro tipo de vía. De tal manera que no apoyará de forma directa, sino a través de una viga transversal que deriva las cargas a dos pilares laterales. Podemos encontrar este tipo de estructuras tanto en acero (Figura 25) o en hormigón (Figura 26) (in-situ, prefabricado, pre o post tensionado).

Los Straddle Bents también requieren un diseño especial de sus apoyos. En algunos casos puede ser útil usar apoyos elastoméricos entre el dintel y la columna para permitir aliviar los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas o utilizar dinteles empotrados en las columnas; también así se permite aliviar los efectos de encogimiento o las expansiones y retracciones producidas por variaciones de temperatura.

Es importante a la hora de dimensionar el pórtico que se tenga en cuenta la posibilidad de que la carretera o vía que discurre por debajo vaya a ser ampliada en un futuro; por lo que habrá que dimensionar los pórticos de tal manera que satisfagan dicha condición (Figura 27).

Figura 25 Straddle Bent con dintel de acero.

Figura 26 Straddle Bent con dintel de hormigón.

Figura 27 Ampliación de un tramo de Hialeah Expressway en Miami, Florida.

Constructivamente hay que tener en cuenta que este tipo de soportes se emplean generalmente en áreas urbanas muy congestionadas; muchas veces construyéndose sobre vías que ya están abiertas al tráfico, por lo que controlar eficientemente el tráfico es importante tanto para la construcción del pórtico como para la superestructura colocada sobre el mismo.

Es común encontrar casos en los que las vigas se encuentran empotradas en el dintel del pórtico (Figura 28) u otros en los que las vigas se apoyen directamente sobre este (Figura 29).

Figura 28 Carretera apoyada directamente sobre el dintel del pórtico.

Figura 29 Straddle Bent formado por dos capas de vigas.

3.3 Tipos de dinteles.

3.3.1 Introducción.

A modo de resumen, un dintel es un apoyo intermedio que se encuentra entre vanos de un puente y transfiere las cargas verticales y las laterales desde la superestructura a las cimentaciones. En este tipo de estructuras, además, soporta las vigas longitudinales y transmitirá las cargas a las columnas.

3.3.2 Dinteles de hormigón.

3.3.2.1 Tipos de dinteles según el apoyo de las vigas sobre éstos.

Los tipos de dinteles más comunes son:

- Drop bent.
- Integral bent.
- Inverted T.

Estos dinteles se pueden utilizar en pórticos convencionales como los mostrados anteriormente y pueden tener una configuración asimétrica respecto a sus columnas. También pueden emplearse en otro tipo de pórticos más inusuales, pero éstos son los más usados.

3.3.2.1.1 Dinteles Drop Bent.

Este tipo de dinteles las vigas se apoyan directamente sobre su parte superior (Figura 30). Esta tipología se emplea generalmente cuando la superestructura consiste en vigas de hormigón prefabricado o de acero.

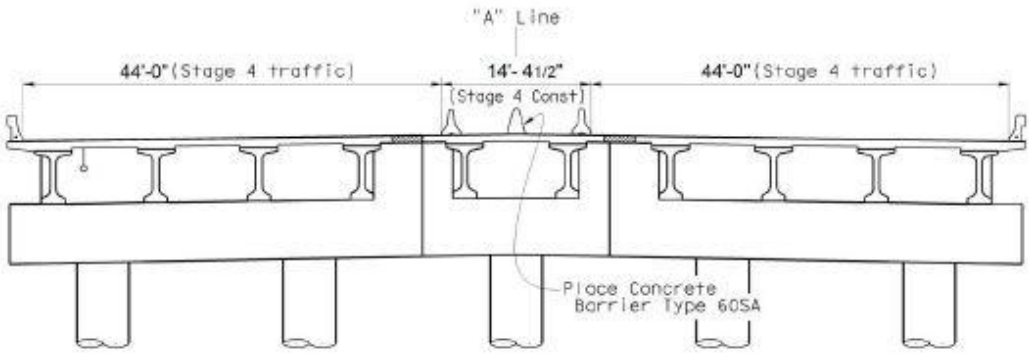


Figura 30 Sección de un dintel Drop Bent.

Para la conexión con el diafragma del tablero, se pueden emplear diferentes tipos de conexiones:

- Fijas (Figura 31).
- Uniones articuladas (Figura 32).
- Asiladas con aparatos de apoyo (Figura 33).

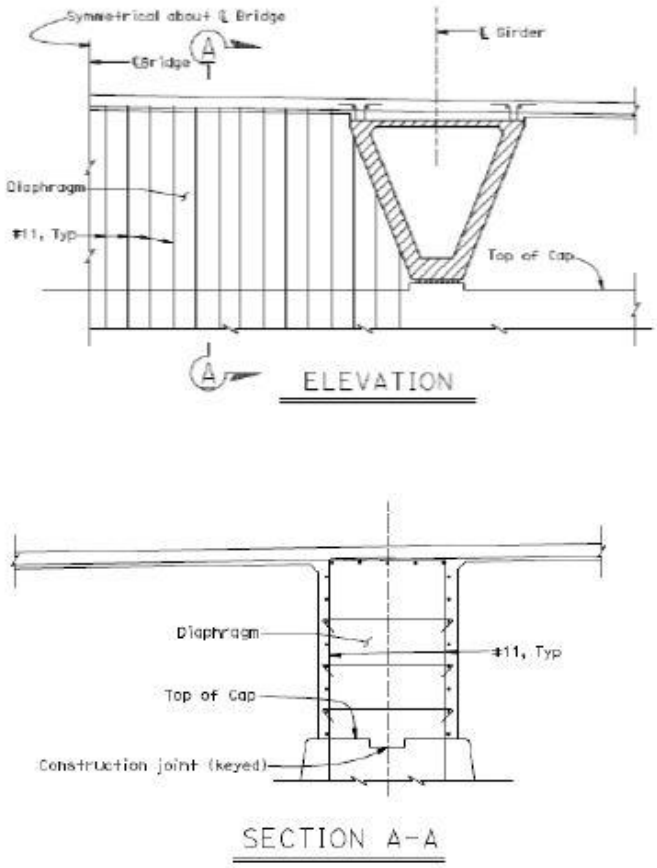


Figura 31 Unión fija.

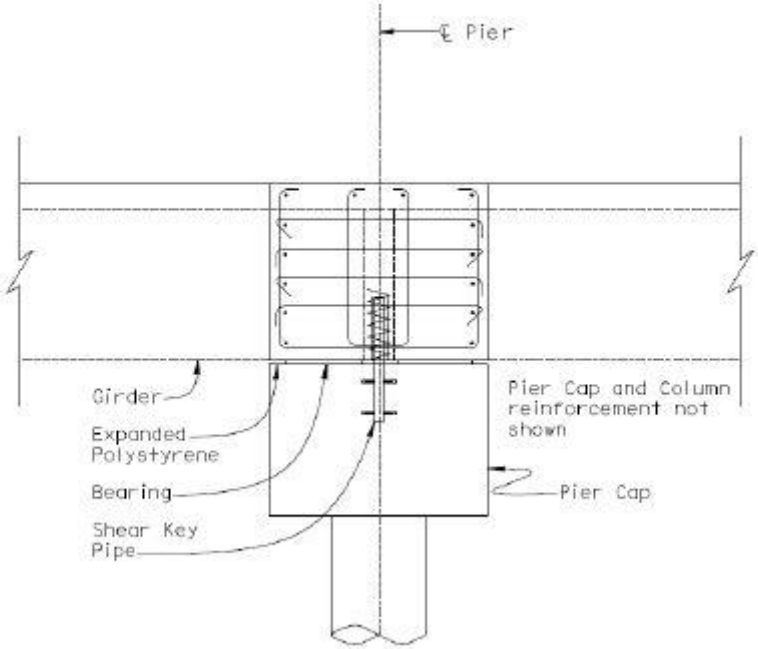


Figura 32 Unión articulada.

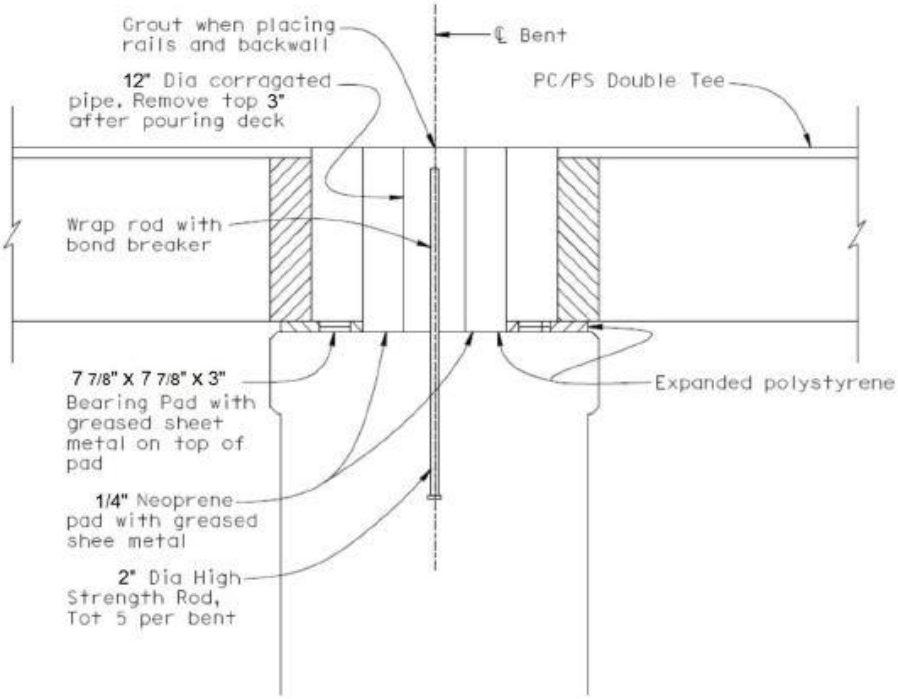


Figura 33 Unión aislada.

3.3.2.1.2 Dinteles Integral Bent.

En este caso, se forma una estructura monolítica entre el dintel y las vigas de la superestructura al verterse el hormigón; por lo que generalmente tienen el mismo canto que la superestructura. Las vigas de la superestructura se enmarcan dentro del dintel del pórtico y se apoyan indirectamente en el mismo. Es comúnmente utilizado para hormigonados in-situ; de tal forma que la carga de las vigas se transmite como cargas puntuales a lo largo del dintel.

Al tratarse de un elemento de conexión monolítica entre las vigas y las columnas, los detalles del armado de los dinteles pueden ser enormemente complicados. También se deben considerar la integración de las barras de armado de las columnas del pórtico (Figura 34).

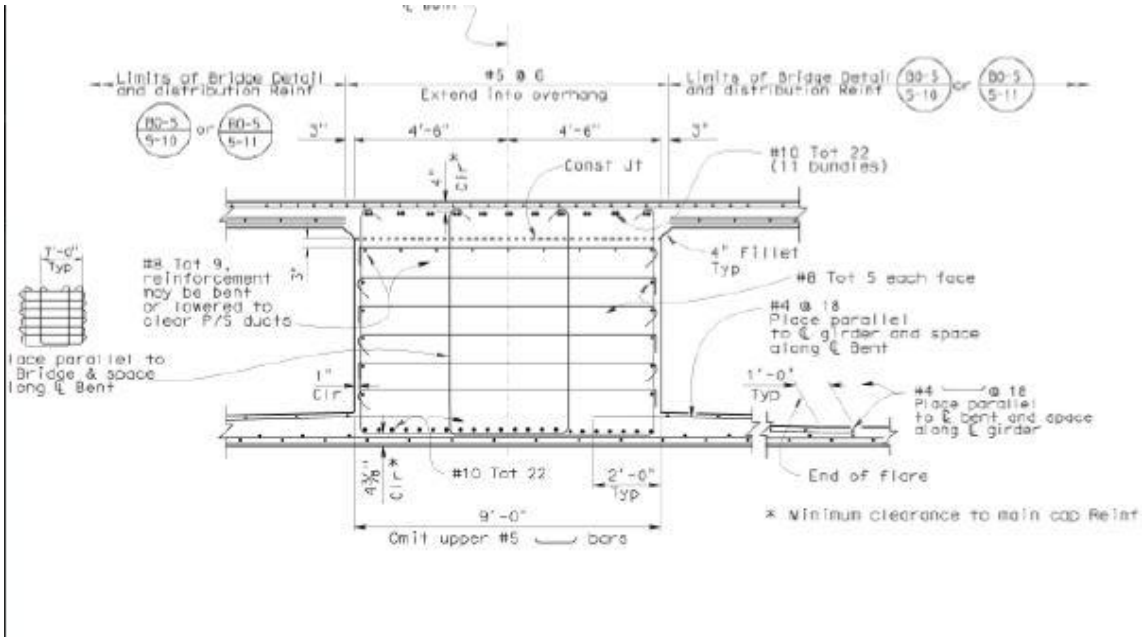


Figura 34 Sección dintel Integral Bent.

El uso de dinteles integrales de hormigón pretensado se ha hecho muy común en estructuras de vanos reducidos. Las vigas se elevan y se sujetan de forma temporal antes de colocar el armado del dintel, de la misma forma que en una construcción convencional, aunque pueden añadirse unos estribos adicionales que mejoren la colaboración entre las vigas. Con el post-tensionado se reducen las cantidades de acero y hormigón al optimizarse mayormente el uso del material, lográndose secciones más esbeltas (Figura 35).

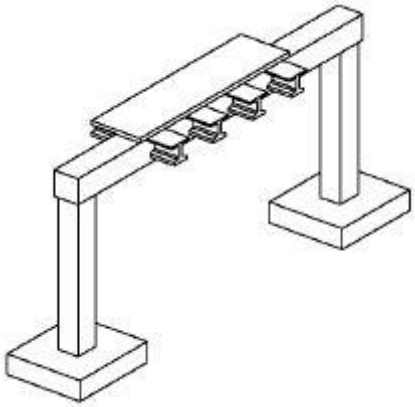


Figura 35 Esquema de un Straddle Bent con las vigas integradas.

El uso de este tipo de dinteles supone un ahorro de los costes de mantenimiento y de construcción, además de ser una manera muy efectiva de acomodar las fuerzas producidas por movimientos sísmicos sobre las estructuras debido al efecto amortiguador.

3.3.2.1.3 Dinteles Inverted T.

Las secciones con forma de T invertida se emplean generalmente con vigas de hormigón prefabricadas (Figura 36 y Figura 37); de esta manera se aumenta la altura vertical libre, permitiendo la circulación de vehículos con gálibos más limitantes, y además mejora la apariencia estética (Figura 38).

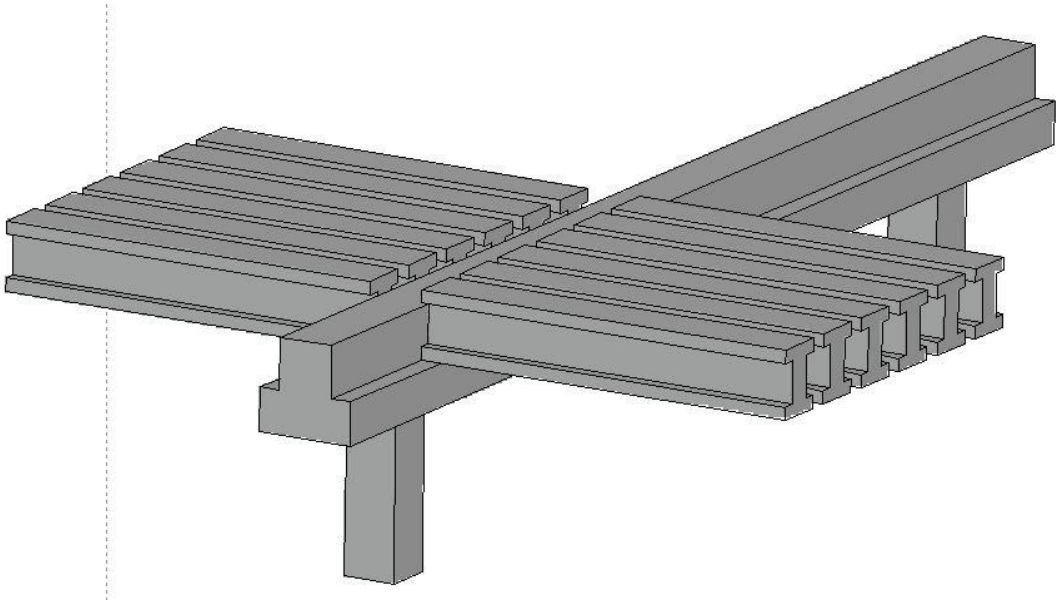


Figura 36 Vista de un Straddle Bent de T invertida con vigas I.

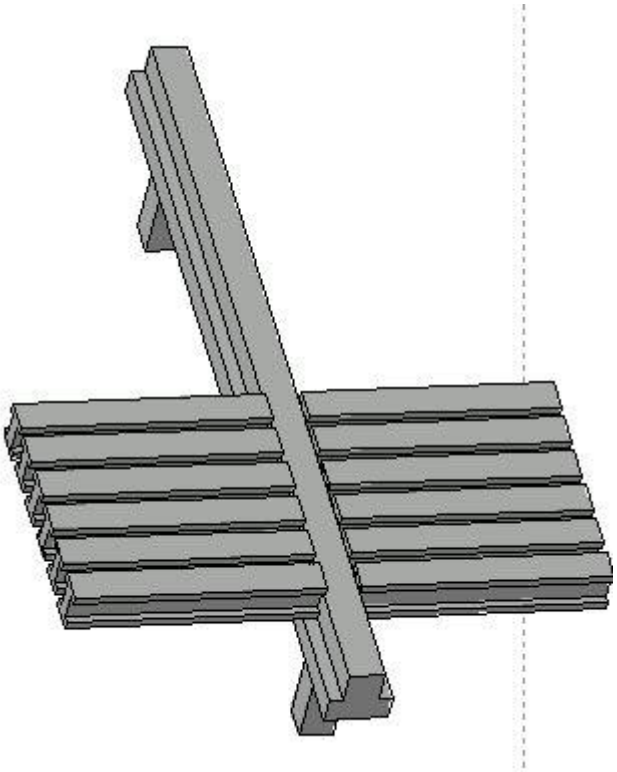


Figura 37 Vista superior de un Straddle Bent de T invertida con vigas I.

Sin embargo, desde un punto de vista de diseño, es más difícil que los requerimientos para condiciones de sismo queden satisfechos. Además, el armado de las ménsulas del dintel presenta un reto especial en cortante, flexión y anclaje de barras.

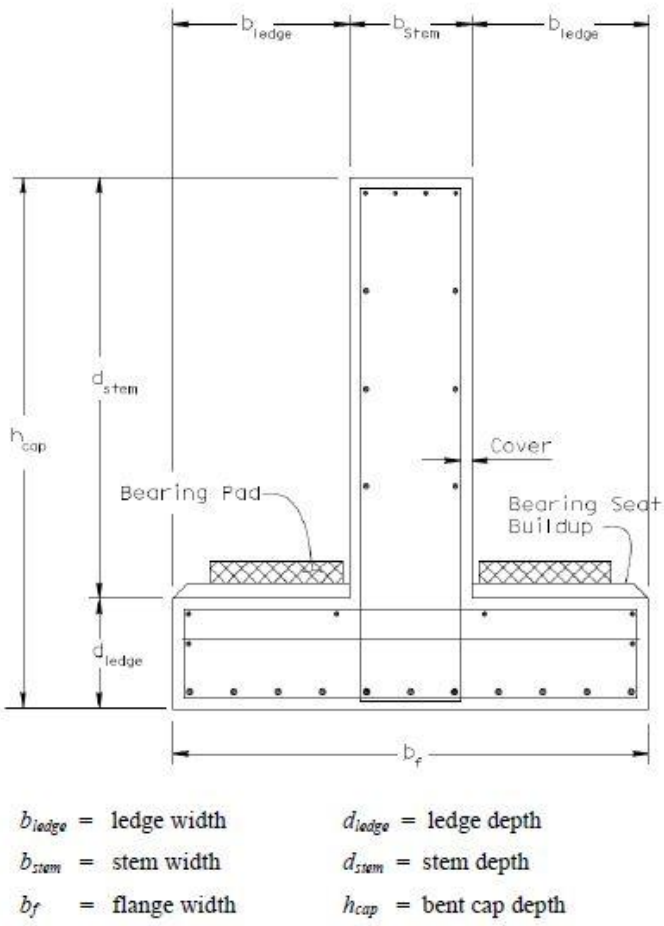


Figura 38 Sección transversal de una sección T invertida.

Las vigas con forma de T invertida tienen dos partes principales. En las alas de la viga es donde se aplicarán las cargas, que después se transmiten al tronco de la viga. Desde ahí se transfieren las fuerzas de flexión y cortante a los apoyos (Figura 39).

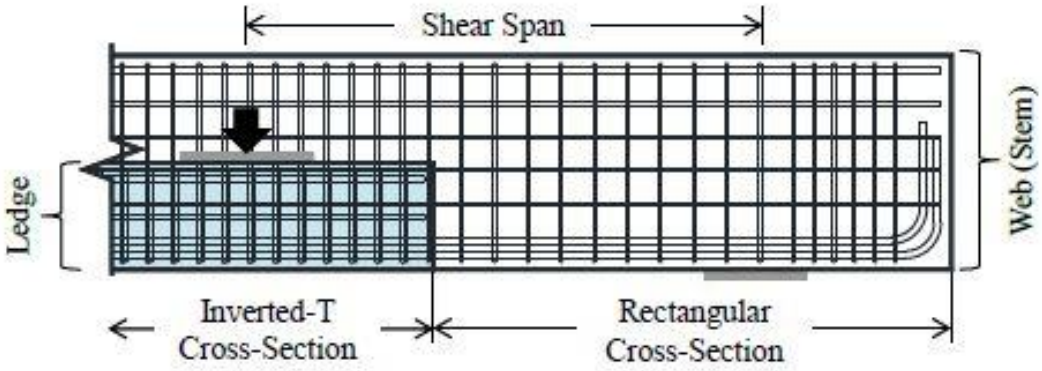


Figura 39 Elevación longitudinal de una T invertida con salientes discontinuos.

Son necesarios dos tipos de armado adicional en comparación con el diseño típico del armado de una viga rectangular. En las alas es necesario para resistir los esfuerzos de flexión en el voladizo, permitiendo también la transferencia de la carga al tronco. Además, se deben colocar

barras verticales adicionales que transmitan la carga a la zona comprimida de la viga en la parte superior (Figura 40).

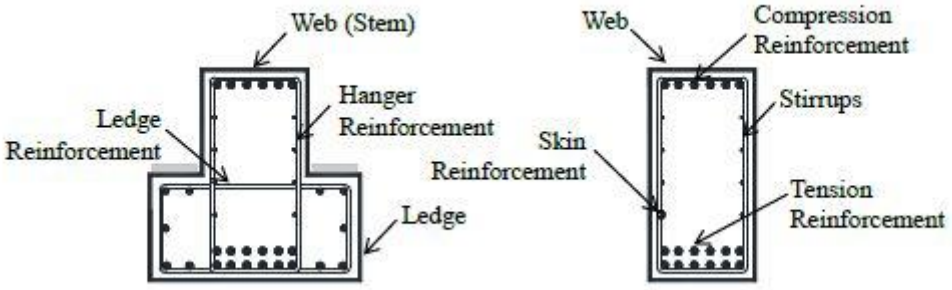


Figura 40 Sección transversal del armado usual de una viga T invertida.

Las alas de la viga tienen una funcionalidad más allá que el simple apoyo de las vigas del puente. Estudios llevados a cabo por el departamento de transporte de Texas (TxDOT), entre otros, analizaron la importancia de ciertos parámetros de diseño de éstas. En cuanto a la longitud, al extenderse una longitud igual a la del tronco de la viga, se aumentaba la capacidad de soporte del nodo; además de suponer una mejora en la anchura de soporte al aumentar la sección transversal. De la misma forma, al aumentar el canto de los cantos de las alas, las fuerzas actuantes se disipan a lo largo de un área mayor, por los que los esfuerzos de tracción en el alma se ven reducidos; sin embargo, al distribuir la carga entre más puntos se puede reducir el canto de las alas sin afectar al fallo local de las alas.

Recientemente se ha incrementado el uso de dinteles de vigas T invertida que se conectan como si un dintel integral se tratase con vigas prefabricadas en puentes con vanos más cortos. Este tipo de configuración se ha utilizado recientemente en obras de ensanchamiento de estructuras ya existentes, puesto que permiten una construcción relativamente más rápida y reducen el trabajo en campo, ya que la mayor parte de la estructura es prefabricada (Figura 41).

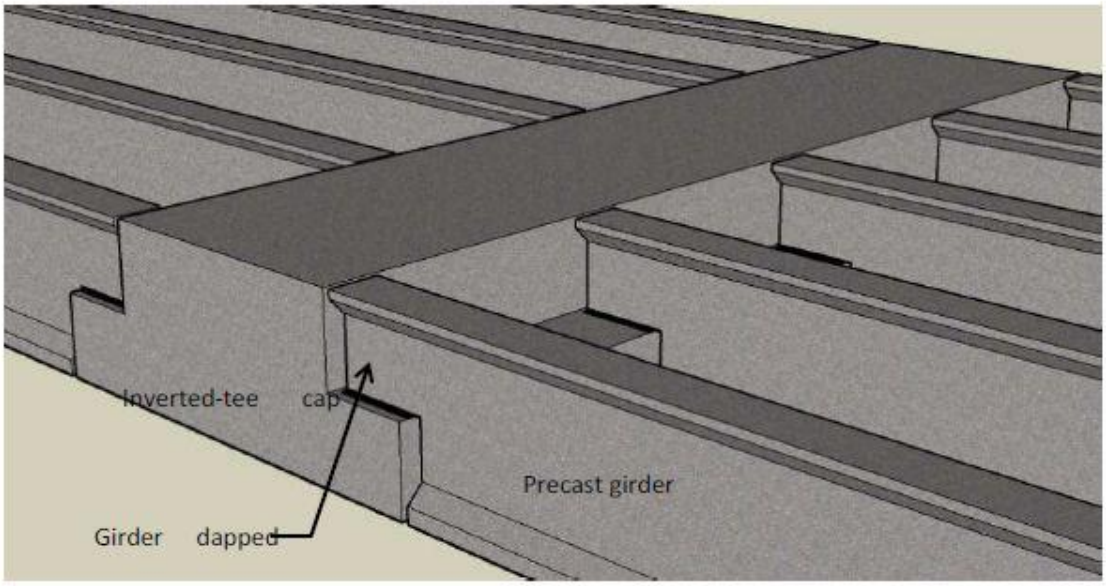


Figura 41 Dintel T invertida con vigas integradas.

3.3.2.2 Dinteles pretensados y post-tesados.

3.3.2.2.1 Dinteles post-tesados.

El post-tesado supone instalar y tesar tendones de acero una vez que el hormigón se encuentra endurecido; a través de la estructura se colocan unos tubos por los que discurren los tendones de acero una vez que el hormigón ha endurecido completamente. Después de colocarse, los tendones se tesan y se anclan mediante unos dispositivos de anclaje al hormigón.

El post-tesado se ha usado ampliamente en la superestructura de los puentes, pero sólo ha tenido una serie de limitadas aplicaciones en la subestructura. Hay muchas situaciones en las que el post-tesado puede ser muy útil para obtener beneficios tanto económicos, como estructurales (Tabla 1).

Beneficios	Comportamiento estructural	Construcción	Durabilidad
Control de las desviaciones	√		
Aumento de la rigidez	√		
Mejor control de fisuración	√		√
Reducción de la congestión en el armado	√	√	√
Continuidad del armado	√		√
Uso eficiente del acero de alta resistencia y el hormigón	√		√
Unión rápida y eficiente de los elementos prefabricados	√	√	√
Continuidad de los elementos existentes y las adiciones	√	√	√

Tabla 1 Posibles beneficios del post-tesado en la construcción de la subestructura.

Aunque el pretensado o el post-tesado son técnicas que normalmente se emplean por motivos de construcción o estructurales, muchos de esos mismos factores pueden aumentar la durabilidad. Al reducir, por ejemplo, las fisuras y su anchura mejora la protección a la corrosión que proporciona el hormigón (Figura 42). El post-tesado se emplea muchas veces junto con las estructuras de hormigón prefabricadas, lo que ofrece una mejora del control de calidad y las condiciones de curado, y que acaba resultando en una mejor durabilidad de la estructura.

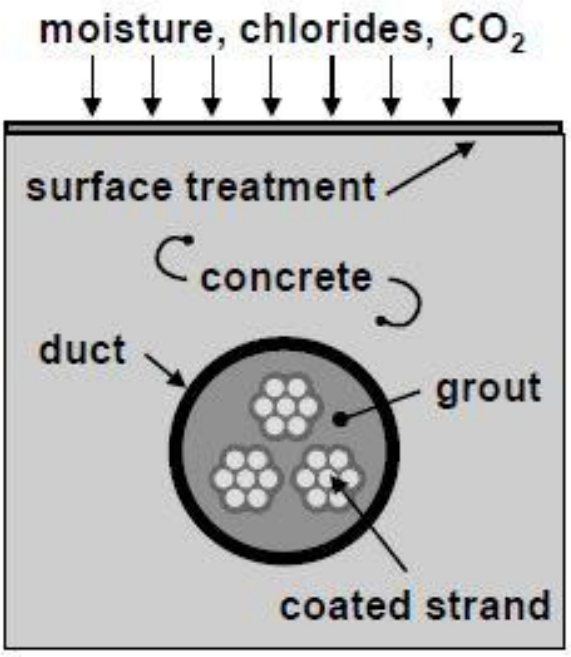


Figura 42 Protección de los cordones de acero en distintos niveles.

Aunque el concepto del post-tesado no es nuevo, la forma en la que se emplea en la actualidad es, en cierta manera, nueva; habiéndose empleado en los Estados Unidos durante algo más de 45 años. En este punto de desarrollo, las prácticas constructivas y los materiales están continuamente mejorándose y es importante que la durabilidad de la estructura sea un punto que se considere durante este proceso de desarrollo.

El uso de subestructuras de puentes post-tesados se está convirtiendo en una forma más prevalente de construcción. El prefabricado de las estructuras de hormigón y los elementos post-tesados de la subestructura pueden reducir drásticamente las interferencias con el tráfico y son muy útiles en grandes áreas urbanas (Figura 43). Como se puede observar en los planos que se adjuntan en el Anexo 1, el uso de dinteles post-tesados permite separar considerablemente los apoyos del pórtico; siendo en el caso adjuntado una longitud de más del doble de metros en comparación con la T invertida armada o la viga rectangular armada. De esta forma se permiten salvar anchuras de vías inferiores mayores como se puede ver en el ejemplo adjuntado, en el que por necesidad el pórtico ha de tener una gran separación.

Figura 43 Straddle Bent post-tensado.

Es importante que el diseño de las fuerzas de tesado tenga en cuenta posibles fuerzas de compensación. Las pérdidas de carga de los tendones se pueden deber a dos tipos de factores: los relacionados con las propiedades materiales del hormigón y el acero o las debidas a la mecánica del post-tesado y la geometría de los cordones.

Las zonas de anclaje de los tendones son zonas complejas en cuanto a tensiones que se general; debido a que las cargas localizadas y concentradas de cada anclaje o grupo de anclajes se dispersan a lo largo de una cierta distancia de la sección completa, a la cual las cargas puntuales se pueden determinar mediante la teoría de vigas convencional (Figura 44). Es responsabilidad del Ingeniero disponer refuerzos y detalles con el objetivo de dispersar las fuerzas de la primera zona próxima a los anclajes (General zone, en la ilustración inferior).

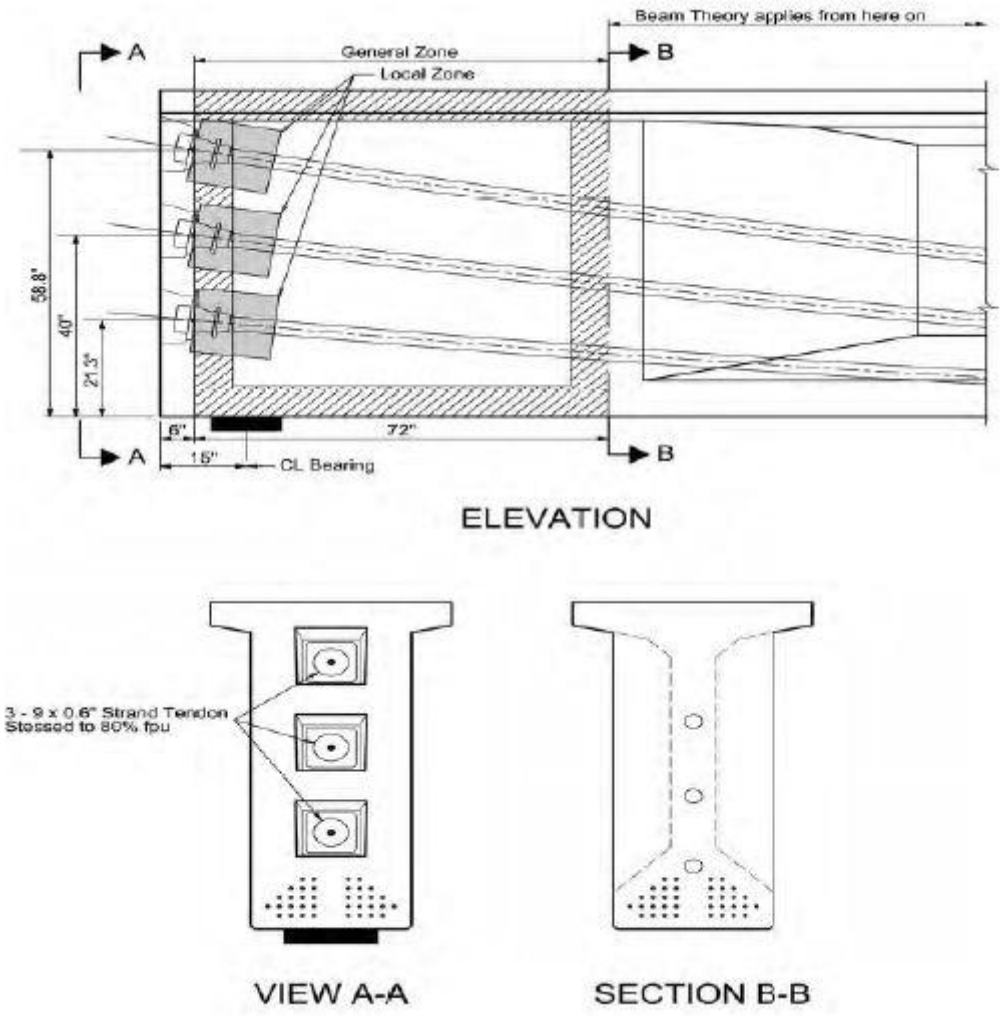


Figura 44 Vistas de las zonas de anclaje de una viga post-tensada.

3.3.2.2.2 Dinteles pre-tensados.

En las estructuras pre-tensadas, los cordones de acero se colocan, tesan y sujetan antes de que se vierta el hormigón; una vez que éste ha ganado la dureza suficiente, se liberan los cordones y su fuerza se transmite al hormigón de tal manera que trabajan conjuntamente (Figura 45).

Figura 45 Dos vanos unidos mediante un dintel integral pre-tensado.

En un estudio llevado a cabo por el Instituto del Transporte de Texas en cooperación por la FHWA y el Departamento de Transporte, se realizó una campaña experimental para comprobar si las prestaciones de dinteles prefabricados y pretensados mejoraba los resultados previos de el hormigonado in-situ de dinteles armados. Se observó que los dinteles pre-tensados se agrietaban para unas cargas mayores que para las que agrietaban un dintel de hormigón armado común. Además, estas grietas se cerraban, siempre y cuando el armado un hubiese cedido anteriormente, una vez que las cargas vivas se retiraban; además, incluso cuando el acero ya había cedido, las grietas eran menores en los dinteles pre-tensados que en los armados. De igual forma, la capacidad para soportar esfuerzos cortantes es superior en las vigas pre-tensadas.

Al estar las columnas en los extremos del dintel, cuando un pórtico tiene una longitud considerable se ha de tener en cuenta el peso propio de la estructura; siendo una posibilidad utilizar hormigones aligerados para reducir el peso del dintel (Figura 46).

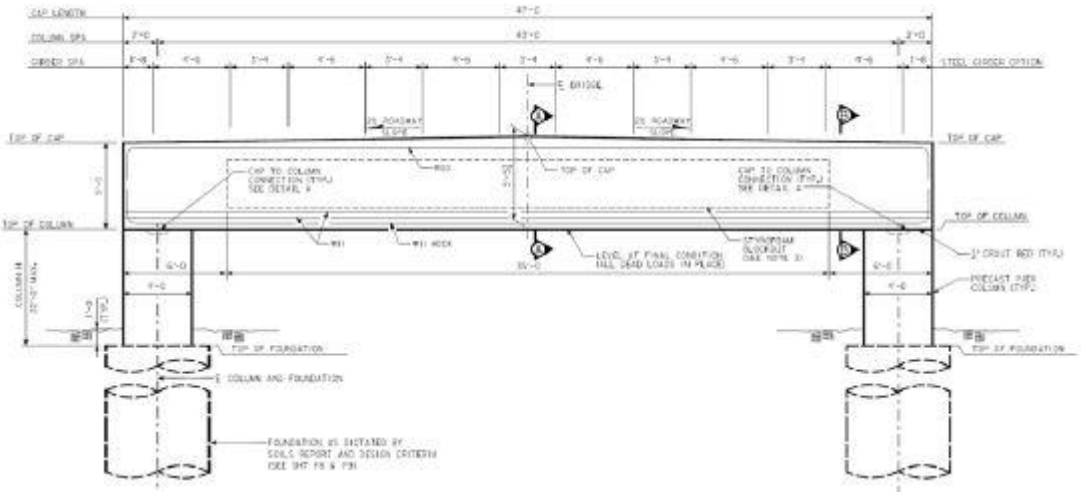


Figura 46 Croquis de una sección pretensada.

Las zonas de anclaje son áreas de transferencia de la fuerza del pre-tensado del acero a la sección de hormigón. La distribución de las fuerzas de esa área de hormigón en contacto con los filamentos de acero al resto del dintel, causa unas zonas de tensiones divididas dentro de la zona de anclaje.

3.3.2.3 Regiones B y D en dinteles de hormigón armado y pretensado.

Generalmente, las vigas de hormigón armado se diseñan basadas en la suposición de que las secciones planas permanecerán planas; lo que se conoce como la hipótesis de Bernoulli. De acuerdo con esta teoría, las tensiones de la viga varían de manera lineal en una sección y la viga se dice que está regida por un comportamiento seccional. Dichas regiones de tensión lineal se conocen como regiones B (del inglés "Beam" o de Bernoulli).

Las regiones D (de "Discontinuidad") se pueden encontrar generalmente a cualquier lado de una región B (Figura 47). Éstas no se pueden diseñar utilizando los mismos procedimientos que para las anteriores, puesto que las suposiciones usadas para derivar la hipótesis de Bernoulli ya no son válidas. En una región D las tensiones se distribuyen de manera no lineal. Esto se debe a cambios abruptos en la geometría o en las cargas, como las cargas puntuales de las vigas que se apoyan o las reacciones en los apoyos.

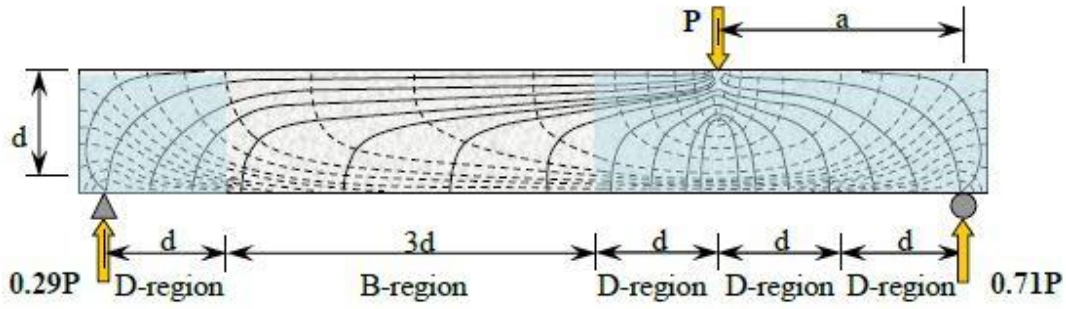


Figura 47 Regiones B y D en una viga de hormigón armado.

En el caso en el que una viga esté compuesta únicamente por regiones D, se requiere el uso de procedimientos de diseño como puede ser el modelado STM (Strut-And-Tie).

3.3.2.3.1 Modelado STM.

El modelado STM ofrece una aproximación racional para obtener la resistencia de diseño de vigas compuestas únicamente por regiones D (denominadas en inglés "Deep beams"). En los modelos, el estado complejo dentro de una estructura de hormigón se aproxima a un sistema de fuerzas uniaxiales que actúan como un entramado dentro de la estructura.

El sistema proporciona un modelo conservador si el modelo del entramado está en equilibrio con las fuerzas externas y si el hormigón tiene la suficiente capacidad de deformación como para soportar la distribución de fuerzas que ha sido asumida. Es también crucial que se logre un correcto anclaje del armado de acero.

Los modelos STM están formados por tres componentes: riostras ("struts"), tirantes ("ties") y nodos que se unen para representar el flujo de fuerzas a través de la estructura (Figura 48). Tras calcular las reacciones externas y definir la geometría del STM, las fuerzas individuales de cada uno de los miembros del entramado, se calcula mediante estadísticos. Las riostras son los miembros comprimidos y los tirantes los tensionados, y aquellas regiones en las que ambos se intersectan son los nodos.

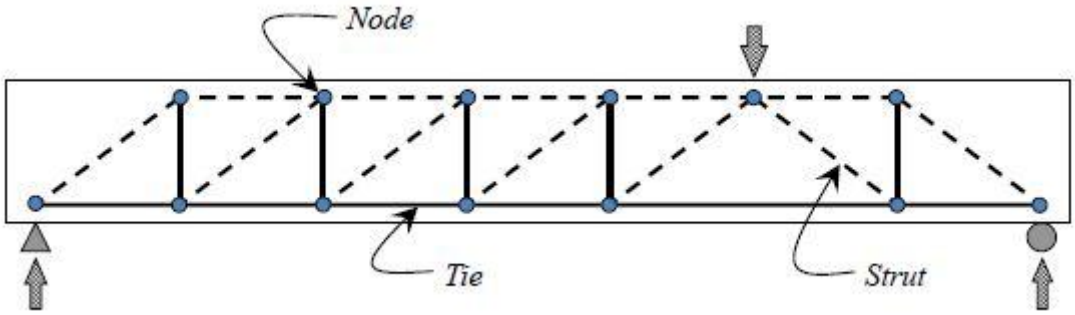


Figura 48 Elementos de un modelo STM.

La gran adaptabilidad del STM permite diseñar cualquier tipo de región D y acomodar varios mecanismos de transferencia de cargas; sin embargo, también puede suponer un reto a la hora de diseñar puesto que no existe ningún modelo que sea estrictamente correcto. Siempre y cuando los requerimientos señalados anteriormente se cumplan, cualquier modelo puede considerarse seguro.

3.3.3 Dinteles de acero.

Los dinteles de acero generalmente son secciones cajón armadas y generalmente se emplean cuando la distancia entre pilares es amplia. Cuando no hay problemas por gálibo, las vigas apoyan directamente encima del dintel de acero de tal manera que el principal efecto sobre ellas es el de flexión y sin sufrir efectos de fatiga, ya que las vigas se pueden mover de manera independiente al dintel (Figura 49). Sin embargo, cuando la altura está limitada las vigas tienen que discurrir directamente a través del dintel (Figura 50). En este último caso, las vigas están limitadas por la rigidez a torsión del dintel; de tal manera que las vigas sufren un momento torsor transmitido por el dintel por las diferencias de tráfico de la vía y que generan amplios rangos de tensión en las esquinas. Ya que en muchos casos no se tuvo en cuenta para el diseño, han aparecido grietas por fatiga en algunos dinteles; siendo de enorme importancia debido a que se trata de un parámetro de rotura crítico en los dinteles de acero.

Figura 49 Dintel de acero con las vigas apoyadas directamente sobre él.

Figura 50 Dintel de acero con las vigas atravesándolo.

La estabilidad del dintel es un problema importante, típicamente empleándose cuatro soportes (dos en cada apoyo). La estabilidad del Straddle Bent depende de que sus soportes no experimenten un levantamiento. Los soportes anclados suelen no ser muy prácticos, pero en ocasiones se ha optado por construir dinteles con las columnas de acero y directamente integradas con la viga del Straddle (Figura 51).

Figura 51 Straddle Bent soportando un puente de vigas de acero I curvadas.

Recientemente se ha intensificado el uso de vigas I gemelas (Figura 52), con la idea de que la redundancia de colocar dos vigas I independientes suponga también proporcionar un número redundante de caminos para las cargas. Además, el comportamiento frente a fatiga de estas secciones en I ha demostrado ser algo más ventajoso.

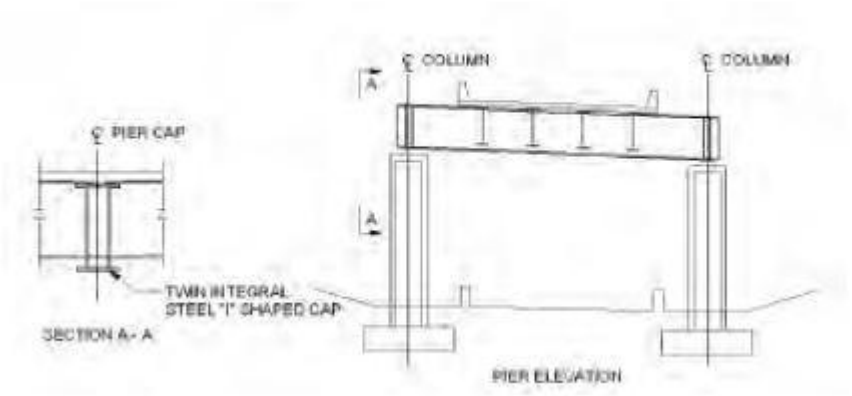


Figura 52 Croquis de un Straddle Bent con dintel de doble I gemela.

A la hora de utilizar dinteles de acero, los diseñadores de la estructura han de tener en cuenta que se deberán facilitar las inspecciones al interior del dintel. Dado que un dintel de acero se considera como un elemento de fractura crítica, requiere de inspecciones más frecuentes por lo que se colocan accesos al interior de la misma y las dimensiones interiores son mínimas. (Figura 53)

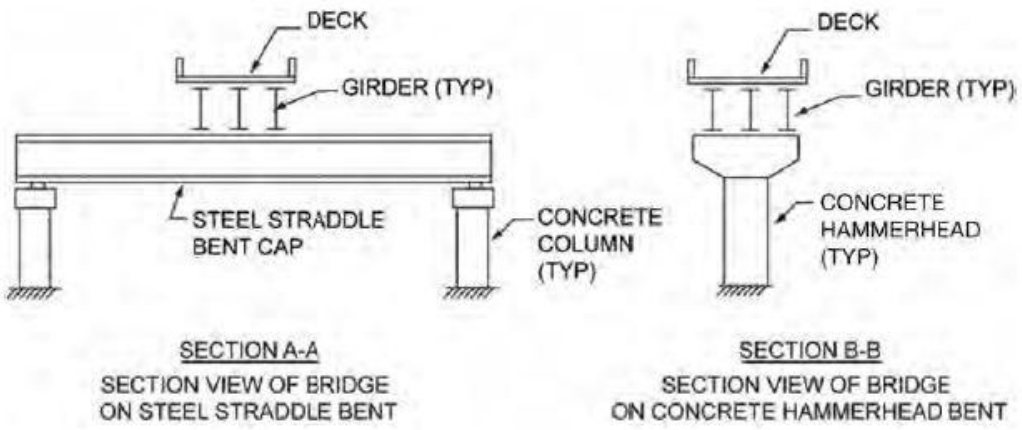


Figura 53 Sección de un pórtico Straddle Bent de acero frente a un apoyo sobre un pilar de hormigón (Hamerhead).

Como norma general y, siempre y cuando, la localización lo permita se recomienda utilizar acero autopalatinable o como se conoce comercialmente: acero CORTEN; el cual es un acero con bajo contenido en carbono (menor a un 0.3% en peso) que tiene elementos adicionales, como níquel, cobre o cromo, en su aleación junto con el carbono y el hierro. Estos elementos le confieren una mayor resistencia y mayor resistencia a la corrosión; por lo que suele emplearse en entornos en los que el acero común se oxidaría. El acero CORTEN no funciona como el acero inoxidable, que resiste la formación del óxido, sino que permite la formación de óxido en la superficie exterior que actúa como una barrera (Figura 54).

La inversión inicial es mayor, pero resulta más económico a la larga debido a que no necesita un recubrimiento inicial o de mantenimiento. Sin embargo, existen una serie de contraindicaciones a la hora de usar acero autopalatinable como no usarlo en zonas con emisiones industriales o químicas, zonas en las que la sal pueda atacar al puente o en zonas en las que la estructura vaya a estar constantemente humedecida.

Figura 54 Puente con vanos de acero autopalatinable.

3.3.3.1 Dinteles Integrales.

Al igual que con el hormigón, también se pueden construir este tipo de dinteles con acero. Y al igual que los de hormigón, se emplean generalmente para proyectos de ampliación de un puente o en complejos enlaces viarios de varios niveles. En este caso se eliminan las preocupaciones relacionadas con la estabilidad una vez que el puente está completamente construido.

Las conexiones de las vigas de acero al dintel de acero son mucho más detalladas y complejas, por lo que implica un tiempo de construcción mayor al emplear acero. Generalmente, se prefiere que las uniones sean atornilladas; anteriormente se empleaban soldaduras, pero suponía un problema para el acero al trabajar ortogonalmente puesto que se generaban esfuerzos de fatiga en el metal.

Las contraflechas de la viga del Straddle Bent y del tablero requieren una atención especial. Generalmente el pórtico se iza sin las vigas y sufre deformaciones previas a la colocación de las vigas debido a su propio peso. Una vez se colocan las vigas, el peso de éstas aumenta las deformaciones sobre el pórtico aún más. Cuando el pórtico es largo y flexible, añadir las vigas puede producir tal deformación sobre el Straddle que encajar las siguientes puede ser un desafío. Esto quiere decir que, en los puntos de unión, las vigas deberían ser fabricadas con la contraflecha necesaria para la deformación total que sufren debido a las cargas después de la conexión menos la deformación del Straddle debido a su propio peso en ese punto.

3.3.4 Dinteles mixtos de acero y hormigón.

La construcción de estructuras mixtas se ha vuelto muy popular debido a que combina eficiencia estructural con una velocidad constructiva muy interesante (Figura 55); para da lugar a una solución económica, con un aumento del ratio vano-canto, desviaciones reducidas y unos ratios de rigidez superiores a las estructuras tradicionales de acero u hormigón.

Figura 55 Construcción de un straddle bent con dintel de hormigón y vigas de acero.

En los elementos constructivos mixtos, generalmente, una de las alas de la viga de acero está conectada de manera firme a una losa de hormigón. La viga de acero en dichas circunstancias, se comporta diferente a como lo haría en caso de estar aislada, debido a la acción de integración entre el acero y la losa de hormigón; de tal manera que hay ciertas variaciones en el campo de tensiones en la viga (Figura 56).

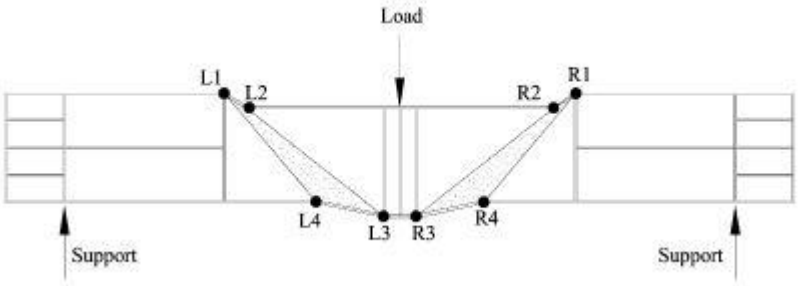


Figura 56 Mecanismo de fallo esperado en una viga mixta sometida a cortante y flector.

Se han desarrollado muchas investigaciones en torno a la capacidad resistente a momentos positivos de las vigas mixtas. Para la mayoría de los casos, la capacidad última se rige bien por los momentos positivos o por la capacidad al corte; lo cual afectará a la resistencia a compresión del hormigón y a la resistencia a tracción de las vigas de acero. Sin embargo, frente a momentos negativos es el hormigón el que trabaja a tracción y el acero se encuentra comprimido. Esto, generalmente desencadena en defectos en la durabilidad, capacidad de carga y la vida en servicio de las estructuras (Figura 57).

Figura 57 Dintel de acero con apoyos de hormigón rehabilitado en la I-10.

3.3.4.1 Comparación de un dintel de hormigón in-situ post-tensado con un dintel mixto de acero y hormigón.

En un estudio realizado por la universidad de Texas en Arlington, se comparaban las prestaciones entre estos dos tipos de dinteles dado que se requería la ampliación de un tramo que formaba parte de un enlace viario (Figura 58). Originalmente diseñado como un pórtico post-tensionado de hormigón in-situ, ampliarlo bajo la misma metodología suponía unas retenciones importantes en el tráfico. Una solución mixta era más apropiada por dicho factor, por lo que se resolvió mediante un dintel de acero de sección rectangular con una losa superior de compresión (Figura 59). Dicho estudio comprende la comparación tanto a nivel estructural, económico y respecto al tiempo de desarrollo.

Figura 58 Enlace viario previo a la modificación.

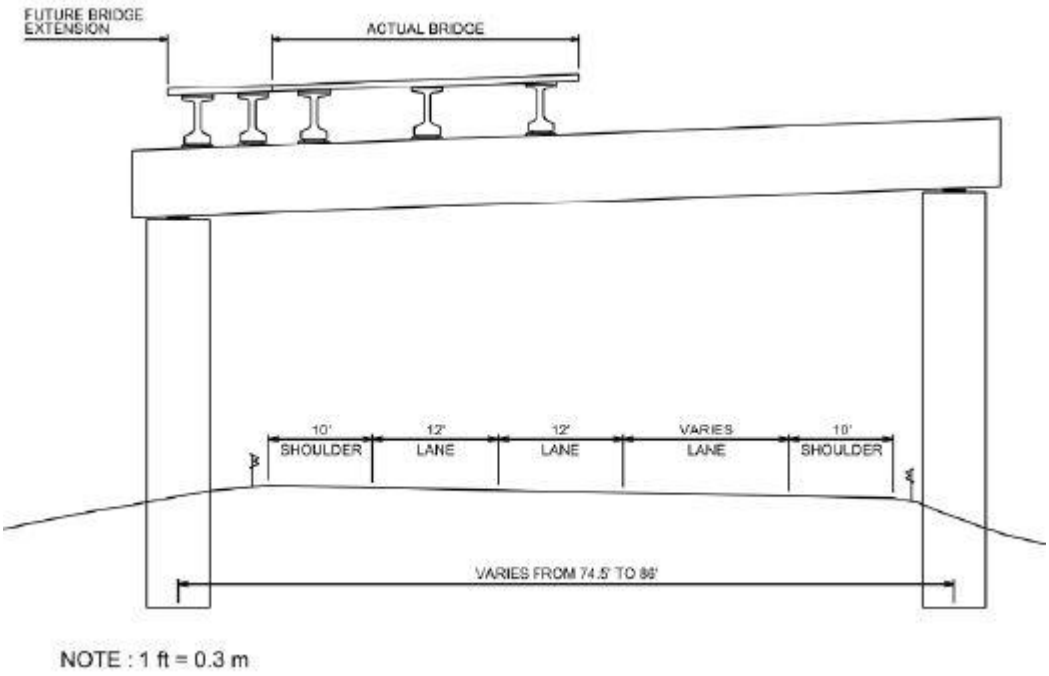


Figura 59 Esquema de la nueva disposición del pórtico.

Ambas estructuras se compararon empleando un sistema de elementos finitos; en términos de resistencia estructural ambas soluciones mostraron una capacidad suficiente como para resistir las cargas impuestas que se esperaban. La mayor diferencia en la respuesta de la estructura tiene que ver con las deformaciones, observándose que el dintel mixto de acero y hormigón (Figura 61) presentaba un comportamiento más flexible que el dintel post-tensado (Figura 60).

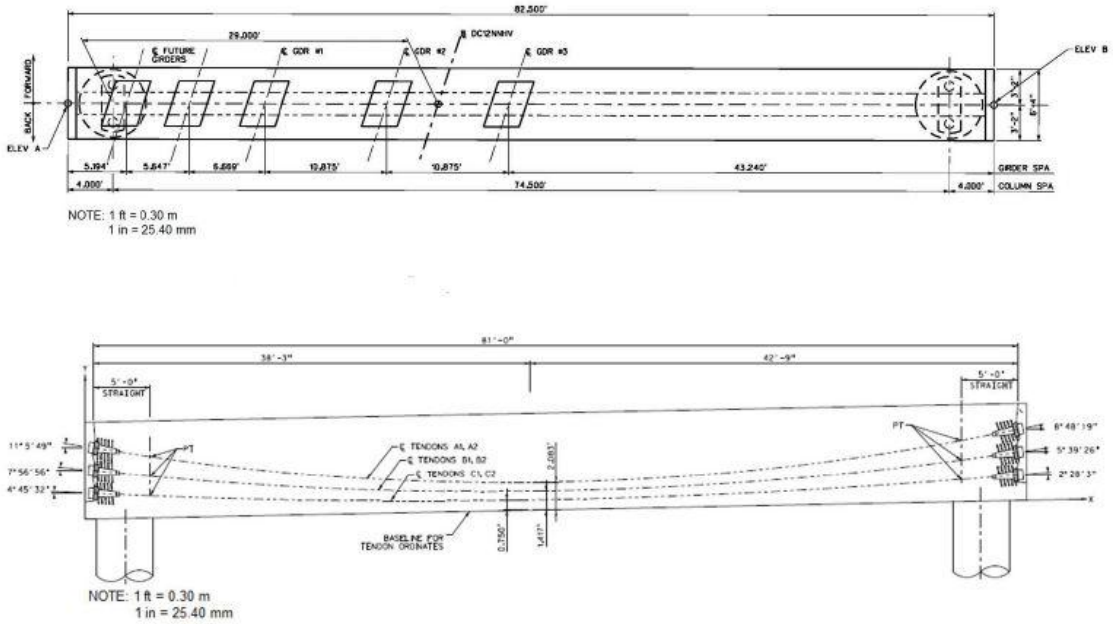


Figura 60 Planta y sección de la disposición de los cables del post-tensado.

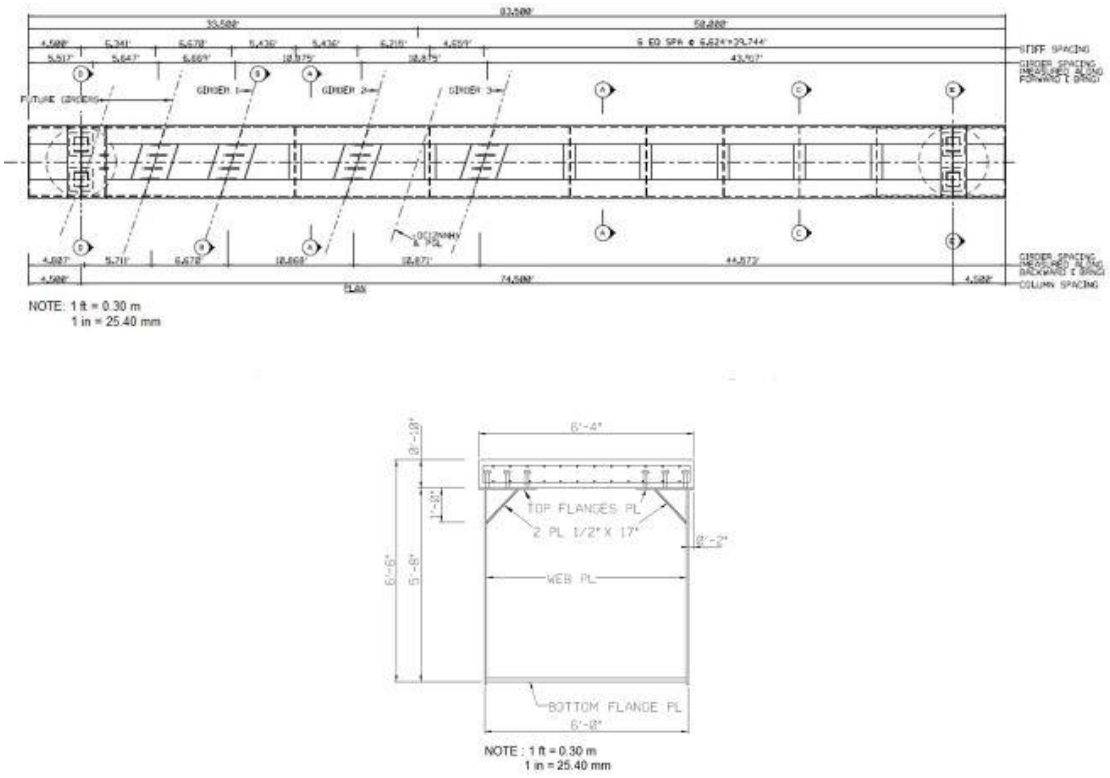


Figura 61 Planta y sección transversal del dintel mixto.

Los costes directos en la obra en cuestión eran muy similares, aunque ligeramente menores para el caso del dintel mixto. Lo que lo hace significativamente mejor es el hecho de que, suponiendo que la llegada de la sección de acero y el hormigonado de la losa se haga dentro de los tiempos establecidos, finalizar el dintel mixto supone un ahorro cercano a dos semanas (Figura 62); y tratándose de un enlace viario muy transcurrido supone una ventaja determinante.

Figura 62 Trabajos de colocación de la sección prefabricada de acero.

3.4 Patologías características.

3.4.1 Fisuras en dinteles de T invertida de hormigón.

Los dinteles de T invertida son vigas en los cuales las cargas se aplican en las alas en la parte inferior de la sección. Dichas cargas se han de transmitir en la dirección transversal al alma, después verticalmente a la zona de compresiones y finalmente de manera longitudinal hasta los apoyos. Este flujo tridimensional de las fuerzas genera tensiones discontinuas, que tradicionalmente se han diseñado por ecuaciones empíricas; y aunque recientemente se ha instaurado el uso del STM como una opción más racional, hay un gran número de pórticos que han sido diseñados mediante procedimientos empíricos.

En el estado de Texas se llevó a cabo una inspección de algunos Straddle Bent para observar la aparición de algún tipo de fisuración y su relación con la geometría y diseño de cada Straddle Bent (Tabla 2).

Una inspección visual no pudo revelar todos los factores que contribuyen a un mayor desarrollo de fisuras en una T invertida; observando los resultados, se puede apreciar que el ratio del armado tiene el mayor efecto en la anchura de las grietas que se observaron (Figura 63).

Figura 63 Medida de las grietas en uno de los pórticos.

Como se puede observar en la tabla, el dintel 4 de El Paso tiene la mayor anchura de grieta medida (Figura 65). Comparándolo con el resto de pórticos, dicho dintel tiene las alas más cortas y más superficiales junto con el menor ratio de armado. El dintel 5 de El Paso, pese a tener la misma geometría en las alas, presentaba un coeficiente entre longitud y profundidad (a/d) mayor; además de haber sido diseñado para que la mayor parte de la carga se transfiriese al apoyo contrario. Aun así, dicho pórtico tiene una anchura de grieta superior al de la mayoría de los Straddle Bent restantes (Figura 64).

Straddle Bent	ρv	ρh	a/d	Longitud de las alas	Altura alas/Altura alma	Anchura maxima de grieta	Tipo de apoyo
Austin IH-35 / Tx-290 Bent 6K	0,43%	0,37%	1,7	Corta	35%	0,016 in	Apoyo simple
Austin IH-35 / Tx-290 Bent 3M	0,43%	0,37%	1,4	Corta	35%	0,02 in	Apoyo simple
Austin IH-35 / Tx-290 Bent 28K	0,43%	0,37%	1,4	Corta	35%	0,03 in	Apoyo simple
San Antonio IH-35 S Exit 165	No disponible		1,85	Larga	33%	0,015 in	Fijado o parcialmente fijado
El Paso IH-10 / Geronimo Bent 4	0,57%	0,19%	1,7	Cortada	29%	0,04 in	Parcialmente fijado
El Paso IH-10 / Geronimo Bent 5	0,57%	0,19%	3,4	Cortada	29%	0,02 in	Parcialmente fijado
Waco IH-35 / LP340 Bent 17	0,46%	0,30%	2,5	Corta	36%	0,01 in	Apoyo simple
Waco IH-35 / LP340 Bent 19	0,46%	0,30%	2,5	Corta	36%	0,015 in	Apoyo simple

Tabla 2 Características de diseño y tamaño de las grietas

Figura 64 Apoyo simple y fisuración en IH-35/LP 340, Waco, Texas.

Figura 65 Unión parcialmente fijada y fisuración en I-10/Gerónimo, El Paso, Texas.

Tras los resultados observados, se dieron una serie de recomendaciones para mejorar el comportamiento de los Straddle Bent frente a fisuración:

- Utilizar sistemas STM para el diseño de los dinteles T invertida.
- Evitar el uso de alas cortadas puesto que mostraron peores resultados frente a fuerzas de cortante que las alas más largas.
- Calibrar correctamente la estructura para limitar las cargas de cortante durante la vida en servicio. Esta medida es esencial para limitar la aparición de grietas en niveles de carga de servicio.
- Proporcionar, al menos, un 0.3% de ratio de armado en cada dirección; esta proporción mínima debería ser usada para limitar la fisuración durante las cargas de servicio.

3.4.2 Fisuras en dinteles de acero.

Como ya se ha mencionado antes, el reparto de cargas producidas por el tráfico no se distribuye equitativamente sobre las vigas; al no poder moverse independientemente transfieren un momento torsor sobre el dintel.

La losa de continuidad y los rigidizadores transfieren las fuerzas de las vigas al dintel y esto produce unas tensiones muy elevadas en éstos últimos. Las soldaduras que los unen se vuelven

susceptibles a fatiga bajo estas elevadas tensiones. Con diversos diseños de rigidizadores, las localizaciones de las tensiones y de las resultantes fisuras varían (Figura 66).

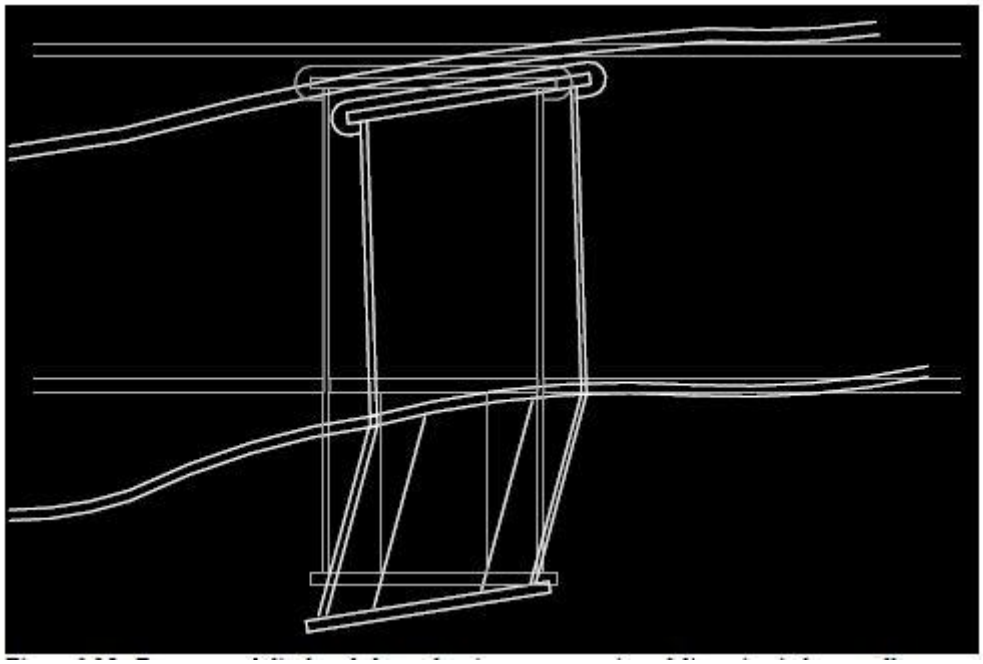


Figura 66 Distorsión exagerada de un dintel de acero.

En Minnesota, en el puente 69832 que forma parte de la interestatal 35 que se adentra en Duluth aparecieron diversas grietas a consecuencia de la fatiga en aquellos dinteles que tenían integrados las vigas en ellos, además se trata de zonas con un comportamiento crítico a fractura; especialmente en el quinto pórtico que precisamente se trata de un Straddle Bent (Figura 50).

En este puente se apreciaron tres tipos de grietas diferentes según el tipo de rigidizadores empleados. Las primeras se extendían a lo largo de la soldadura que unía los rigidizadores dentro del dintel; sin embargo, su afección es limitada debido a que no se transmitían de la soldadura a placa y las fisuras no podían propagarse más allá. Las del segundo y tercer grupo se encontraban en las soldaduras que unían la red de vigas al interior y exterior del dintel; generalmente se tratan también de fisuras con una propagación limitada, por lo que no presentan mayores problemas.

Para controlar el comportamiento del dintel, se planificaron dos fases de trabajo. La primera, centrada en las vigas y en el dintel para monitorear las reacciones generales de la estructura; la segunda se centró más en la evolución del interior del dintel. Todos los medidores que se colocaron, se monitorearon primeramente para el tráfico habitual para comprobar su correcto funcionamiento previo a hacer las pruebas de carga con camiones. Como ya se ha mencionado anteriormente las fisuras que aparecen tienen grandes dificultades para reproducirse más allá de la soldadura debido a la falta de continuidad, por lo que se decidió optar por inspecciones periódicas para estudiar la evolución de las fisuras.

3.5 Recomendaciones y rango de utilización.

Tal y como se ha visto en los apartados anteriores, la necesidad de diseñar un pórtico tipo Straddle Bent se debe, fundamentalmente, a las restricciones de espacio impuestas por el obstáculo o la vía que transcurre bajo el puente. Estas restricciones condicionan, asimismo, aspectos tales como la luz del pórtico, el canto disponible para el dintel o el procedimiento constructivo del pórtico.

En los apartados anteriores se han descrito las diferentes tipologías de Straddle Bent más comúnmente empleadas en el proyecto de los puentes de vigas. La siguiente tabla resume las principales ventajas e inconvenientes de dichas tipologías, y define también su rango óptimo de utilización:

	Hormigón armado	**Hormigón pretensado**	**Metálico o mixto**
Rango de luces óptimas del pórtico	< 22 m	22 - 40 m	22 - 40 m
Esbeltez del dintel	Baja	Media	Alta
Durabilidad	Fisuración	Integridad*	Fatiga, corrosión
Ocupación vía inferior durante construcción	Alta	Alta - media	Baja
Plazo de construcción	Medio	Medio	Bajo
Facilidad de construcción	Simple	Complejo	Simple
Coste material	Bajo	Medio	Alto

** En algunos Estados de USA no se permite el uso de dinteles postensados por la incertidumbre en el efecto proyecto de la lechada de inyección de los cables de pretensado.*

Tabla 3 Principales ventajas y desventajas de algunos pórticos y rangos de utilización.

4 Metodología de cálculo.

4.1 Introducción.

El cálculo de las cargas que van a solicitar durante la vida útil a una estructura es fundamental para el diseño de ésta. Diversas instituciones como la AASHTO o la FHWA disponen de manuales en los que, además de indicar las cargas que puedan aparecer: sismos, agua, viento, cargas de vehículos, indican los modelos de combinaciones de cargas a emplear para el cálculo de los factores de seguridad.

También, se indican las diferentes combinaciones de cargas que se han de estudiar para garantizar la integridad estructural de la estructura para diferentes situaciones, no solo para el servicio sino también en condiciones extremas.

Por último, se explican los modelos comúnmente empleados para el análisis estructural; diferenciando los métodos aproximados, utilizados para cálculos aproximativos y más simplistas, y los métodos refinados, empleados actualmente y más complejos de utilizar por lo que requieren de la tecnología actual.

4.2 Cálculo del margen de seguridad en la superestructura de un puente.

4.2.1 Sistema ASD.

El ASD (Allowable Stress Design) usa cargas sin factorizar y que se combinan para producir un efecto máximo sobre un miembro; la máxima carga o combinación de cargas no puede superar las tensiones admitidas en el material. Esas tensiones admitidas se obtienen de aplicar un Factor de Seguridad a las tensiones resistentes del material:

$$\Sigma DL + \Sigma LL = \frac{Ru}{FS}$$

Siendo:

DL: Las cargas permanentes aplicadas.

LL: Las sobrecargas de uso sobre la estructura

Ru: La resistencia última del componente que se está construyendo.

FS: El factor de seguridad. FS>1.

De esta forma, todas aquellas cargas distintas de las permanentes o las sobrecargas de uso se excluyen de la ecuación por simplicidad y asume que las cargas permanentes y las sobrecargas tienen una probabilidad de ocurrencia de 1. De ésta manera, el factor de seguridad que se aplique en el cálculo será el que dicte el margen de seguridad que tenemos en la estructura (Figura 67).

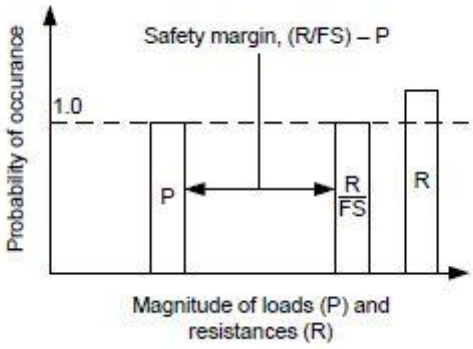


Figura 67 Representación del margen de seguridad según el método ASD.

La principal ventaja es que tiene una simplicidad inherente y los cálculos son relativamente sencillos. Sin embargo, no considera que las diferentes cargas tienen diferentes niveles de incertidumbre y trata tanto las cargas permanentes como las producidas por un seísmo con una misma probabilidad de ocurrencia. Además, dado que el factor de seguridad está basado en juicios propios y en la experiencia, no hay una medida del riesgo precisa.

4.2.2 Sistema LFD.

Introducido varias décadas después del ASD. Utiliza coeficientes para multiplicar las cargas, además de coeficientes de combinación de cargas. Las cargas factorizadas se combinan para que produzcan el mayor efecto posible sobre cada miembro. La resistencia del elemento también se multiplica por un factor reductor, de tal manera que también se tengan en cuenta posibles defectos en los materiales, fallos en las dimensiones o en el factor humano:

$$\gamma(\Sigma\beta dl * DL + \Sigma\beta ll * LL) = \phi * Ru$$

Siendo:

DL: La suma de las cargas permanentes.

LL: La suma de las sobrecargas de uso.

Ru: La resistencia

γ: Factor aplicado sobre todas las cargas.

βdl: Factor de combinación de las cargas permanentes.

βll: Factor de combinación de las sobrecargas.

ϕ: Factor reductor.

Las principales ventajas son que se aplica un factor a cada carga en función de la probabilidad de una combinación específica de cargas al mismo tiempo y, además considera que varios tipos de carga tienen diferentes niveles de incertidumbre. Sin embargo, el pago está en que no es tan simple de usar como el ASD y que no alcanza niveles uniformes de seguridad.

4.2.3 Sistema LRFD.

LRFD (Load and Resistance Factor Design) es una filosofía de cálculo que tiene en cuenta tanto la variabilidad en la resistencia como en las cargas; consigue que se alcancen unos niveles uniformes de seguridad dentro de la superestructura y la subestructura, sin incluir las cimentaciones.

Es el método más avanzado de los tres. Desde el 1 de octubre de 2007, mediante esfuerzos combinados de la AASHTO y la FHWA, es el método predeterminado para el diseño de puentes.

Es similar al sistema LFD. Pero no utiliza factores para la combinación de cargas. Existen diferentes combinaciones de cargas que se consideran para estados de servicio, fatiga y resistencia o condiciones de sucesos extremos.

$$(\Sigma\gamma dl * DL + \Sigma\gamma ll * LL) = \phi * Rn$$

Siendo:

DL: Cargas permanentes sobre el componente.

LL: Sobrecargas de uso sobre el componente.

Rn: Resistencia nominal del componente considerado.

γdl: Factor de carga para las cargas permanentes.

γll: Factor de carga para sobrecargas.

ϕ: Factor de resistencia.

Los márgenes de seguridad entre las cargas y la resistencia son reducidos (Figura 68) pero cuando las cargas teóricas actúan y se observan las resistencias nominales, el margen es mucho mayor. LRFD también tiene en cuenta las probabilidades de ocurrencia de las cargas y las resistencias.

Las ventajas de este sistema son que tiene en cuenta la incertidumbre y la variabilidad tanto en las cargas como en la resistencia del componente, además de lograr unos niveles de seguridad relativamente uniformes dentro de los estados límite en la medida de lo posible. También proporciona unos niveles de seguridad más consistentes en la superestructura y la subestructura ya que ambas se diseñan para las mismas posibilidades de fallo. Sin embargo, para que el sistema sea lo más riguroso posible, requiere de datos estadísticos y de algoritmos de probabilidad.

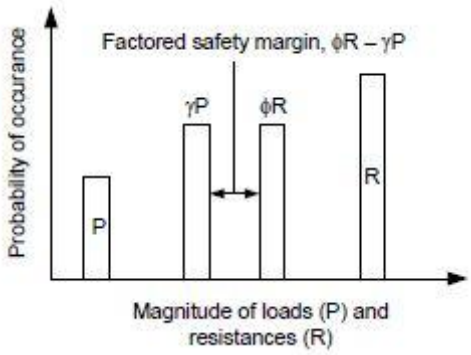


Figura 68 Representación del margen de seguridad según el sistema LRFD.

4.2.3.1 Estados límite.

LRFD utiliza combinaciones de carga que se denominan estados límite. Según define la AASHTO, un estado límites una condición más allá la cual el puente o alguno de los componentes dejan de satisfacer alguna de las funciones por las cuales habían sido diseñados. Generalmente se dividen en cuatro: servicio, fatiga y fractura, resistencia y de una situación extrema.

No todos los estados límite han de ser calculados para todas las estructuras. Cada estado contiende diferentes combinaciones que reflejan diferentes tipos de carga y de factores de carga, basados en las condiciones de carga bajo las que funcionará la estructura y la probabilidad de carga simultánea de diferentes tipos de carga.

En estructuras de hormigón pretensadas o pretensadas parcialmente, se deberá prestar atención a las fases que puedan ser críticas a la hora de producir deformaciones o tensiones; ya sea en la construcción, tesado, manipulación, transporte o levantamiento de la estructura. Las tensiones concentradas debidas al pretensado o a deformaciones impuestas también se deben considerar.

El comportamiento de los componentes hechos de acero o las combinaciones de acero con otros materiales se deben observar a lo largo de cada proceso que pueda ser crítico y durante la vida útil.

4.2.3.1.1 Estado límite de servicio.

Este estado proporciona restricciones en tensiones, deformaciones y anchura de las grietas bajo condiciones de servicio. Proporciona limitaciones empíricas que no necesariamente derivan de consideraciones estadísticas o de resistencia.

Existen cuatro combinaciones de carga dentro de este estado que representan condiciones de carga que fácilmente podrían experimentarse durante la vida útil normal de la estructura y que se producirán en varias ocasiones durante ésta. El fallo en este caso significa que las tensiones, deformaciones o anchura de grietas superan las limitaciones establecidas por la AASHTO; sin embargo, no necesariamente significa colapso o que los componentes ya no puedan resistir las cargas que se les aplican.

Existen cuatro combinaciones de carga posible, que son:

- I: combinación de carga relacionado con el uso normal del puente, rachas de viento de 55 millas por hora y todas las cargas tenidas en cuenta con sus valores nominales. Relacionado con el control de desviaciones en estructuras de metal enterrada, control de anchura de grietas en estructuras armadas de hormigón o para la investigación de estabilidad en taludes.
- II: combinación de cargas destinada a controlar el fallo de estructuras de acero y el deslizamiento en conexiones críticas bajo las sobrecargas del tráfico.
- III: combinación de cargas relacionada con el análisis de tensión en superestructuras de hormigón pretensado con el objetivo de controlar el agrietamiento y las principales tensiones sobre las vigas de hormigón.
- IV: combinación de cargas relacionada solamente con la tensión sobre las columnas pretensada con el objetivo de controlar los agrietamientos.

4.2.3.1.2 Estado límite de fatiga y fractura.

En este caso, las restricciones son en rangos de tensiones que resultan de un solo camión de diseño y producidas durante un numero esperando de ciclos.

Cada combinación de carga se asigna, respectivamente, a infinitos y finitos ciclos de carga. Este estado no se aplica a todas las estructuras y su uso será determinado por el ingeniero que se encargue de su diseño. En este caso el fallo significa que el crecimiento de grietas bajo cargas repetidas excede los límites establecidos por la AASHTO para prevenir la rotura durante la vida útil.

Dos combinaciones diferentes para este estado:

- I: combinaciones relacionadas con la vida bajo infinitos ciclos de carga a fatiga.
- II: combinación de cargas relacionadas con la vida bajo finitos ciclos de carga a fatiga.

4.2.3.1.3 Estado límite de resistencia.

Con este estado límite se asegura que los requerimientos de resistencia y estabilidad, tanto local como globalmente, que un puente va a sufrir a lo largo de su vida útil. Todos los elementos deben cumplir las capacidades últimas bajo varias cargas vivas y cargas del viento.

Estas combinaciones de carga no se producirán durante las condiciones normales de funcionamiento de la estructura, pero podrían hacerlo durante un momento de su vida útil. En este caso, el fallo significa que la resistencia del puente ha sido excedida, pero, aunque puedan producirse daños estructurales, se espera que la integridad estructural en general se mantenga.

Existen cinco combinaciones de estados dentro de este tipo:

- I: combinación básica de cargas relacionadas con el uso normal del puente sin viento.
- II: combinación de cargas relativas al uso del puente por el vehículo pesado de diseño sin viento.
- III: combinación de cargas cuando el puente está expuesto a un viento superior a 55 millas por hora.

- IV: combinación de cargas para ratios muy elevados de cargas permanentes frente a sobrecargas de uso.
- V: combinación de cargas relacionada con el uso normal del puente con rachas de viento de 55 millas por hora.

4.2.3.1.4 Estado límite en situaciones extremas.

En este caso, la función es asegurar la supervivencia del puente bajo un terremoto, inundación o la colisión de un vehículo. Representa situaciones de carga únicas con un periodo de retorno que puede ser mucho mayor a la vida útil de la estructura.

Cada una de las posibles cargas se analizan de forma separada. Existen dos combinaciones de carga que representan diferentes factores de carga para las cargas de una situación así. El fallo no tiene por qué significar que la estructura colapse; sin embargo, sí que se permite que se produzcan daños en la estructura. Las tensiones y las deformaciones en rangos inelásticos se permiten y, en algunos casos, también se esperan.

Las dos combinaciones de carga de este tipo son:

- I: combinación de cargas incluyendo terremotos; considerando el factor de sobrecargas para terremotos.
- II: combinación de cargas relacionada con la carga del hielo, colisiones de vehículos, inundaciones o ciertos eventos hidráulicos con unas sobrecargas de uso reducidas más allá de la colisión del vehículo.

4.3 Cargas sobre estructuras.

4.3.1 Cargas permanentes.

Las cargas permanentes incluyen las cargas muertas y los efectos de cargas acumuladas.

4.3.1.1 Cargas muertas.

Aquí se incluyen todas aquellas cargas que son relativamente constantes a lo largo del tiempo, incluyendo el peso propio de la estructura. Existen dos tipos principales de cargas muertas:

- Cargas muertas de componentes estructurales y uniones no estructurales.
- Cargas muertas de superficies de desgaste y de instalaciones públicas.

Existen otras cargas muertas que se especifican por la AASHTO LRFD y que se incluyen en algunas combinaciones de carga concretas; sin embargo, estas cargas suelen emplearse para el diseño de la superestructura y raras veces, o nunca, influyen en el diseño de la superestructura.

El peso de la losa de hormigón puede aplicarse como una carga uniforme que típicamente se modifica en el análisis para convertirla en una serie de cargas concentradas aplicadas en los nodos y con momentos nominales. Alternativamente puede aplicarse como unas cargas concentradas en los nodos sobre la parte superior de las vigas. El hormigón fresco se suele considerar como un elemento sin rigidez; sería además incorrecto usar su rigidez puesto que el peso se distribuiría de forma diferente.

La carga concentrada que se aplica sobre cada parte superior de viga se determina mediante el área tributaria que se asocia a la distancia entre nodos y a la separación entre las vigas. En puentes de acero, la acción de los marcos tiende a distribuir el peso de la losa de hormigón de tal manera que las vigas se desvían casi lo mismo en un puente recto con los apoyos apropiados; si todas las vigas tienen la misma rigidez, o prácticamente la misma, el peso de la losa se distribuirá de manera prácticamente equitativa entre todas las vigas mediante las fuerzas restauradoras de los marcos.

4.3.1.1.1 Cargas de componentes estructurales.

Generalmente se subdividen en otras dos categorías que, aunque se les aplican diferentes propiedades de la sección, ambas se consideran un mismo tipo de carga a la hora de obtener un factor de carga para combinaciones de carga.

Cuando se opera con este tipo de cargas, la geometría de los diferentes componentes de la estructura se utiliza para calcular los efectos gravitacionales esperados.

4.3.1.1.2 Cargas de superficies de desgaste.

Se incluyen tanto aquellas que se aplican en la construcción inicial o futuras superficies empleadas para el mantenimiento del puente. Las cargas de instalaciones también incluyen las de la construcción inicial y las instalaciones futuras.

Este tipo de cargas son más variables que las anteriores por lo que en el cálculo de estados límite tienen factores de carga mínimos y máximos.

La práctica habitual y más razonables es considerar que las superficies de desgaste se distribuyen de manera equitativa sobre cada una de las vigas; aunque para cargas de instalaciones puede entrar en el juicio del ingeniero la distribución de estas cargas sobre las vigas.

4.3.1.2 Efectos de cargas acumuladas.

Este tipo de cargas surgen del proceso constructivo e incluyen efectos secundarios producidos por ejemplo por el post-tensado. Este tipo de cargas son muy variables tanto en magnitud como en su naturaleza y son las únicas cargas para las que la AASHTO asina un valor máximo y mínimo del factor de carga de 1.

4.3.2 Cargas de construcción.

Son aquellas cargas que se producen en la estructura durante el proceso de montaje; las cuales generan fuerzas adicionales fuera del rango norma de cargas a las que va a estar sometido el puente durante su vida útil. Algunas de estas cargas permanecerán una vez el puente haya terminado y otras desaparecerán una vez que este ya esté finalizado.

Los puentes deben comprobarse también bajo cargas durante la construcción de tal manera que no se produzcan daños significativos que puedan alterar la integridad de la estructura.

4.3.3 Sobrecargas de uso.

La diferencia principal con las cargas muertas es que éstas son cargas permanentes, mientras que las sobrecargas de uso son cargas transitorias; además, las cargas muertas son estacionarias pero las sobrecargas son cargas que se desplazan sobre la estructura.

Es de vital importancia que se determinen el número de carriles que se ejecutarán sobre el puente; número que está directamente relacionado con la anchura de la calzada. La anchura de cada carril es de unos 3'6 metros, sin embargo, la anchura de cada carril que realmente se carga es de unos 3 metros, debido a la anchura de los vehículos más pesados. A la hora de hacer los cálculos de esfuerzos, esta zona se debe encuadrar dentro de los 3'6 metros de cada carril, pero siempre maximizando el efecto sobre la estructura (Figura 69).

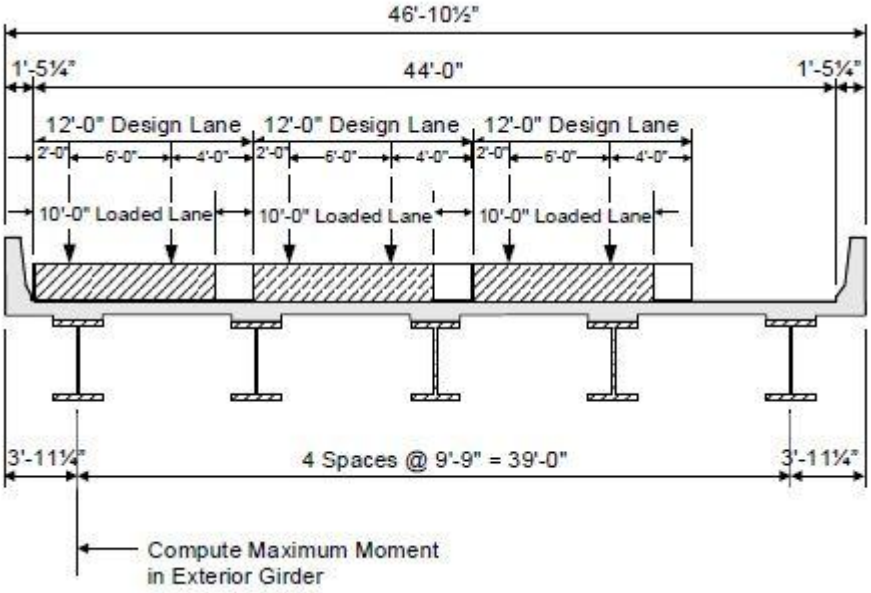


Figura 69 Ejemplo de cálculo con las zonas cargadas de cada carril.

Sin embargo, para un puente que cuente con varios carriles proyectados, es raro que cada carril esté completamente cargado con vehículos pesados al mismo tiempo. Para tener esto en cuenta, la AASHTO proporciona factores de presencia múltiple "*m*" (Figura 70).

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factor, *m*
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Figura 70 Factor de presencia múltiple para diferentes números de carriles.

4.3.3.1 Vehículo de diseño para sobrecargas de uso.

Una vez el puente se ha concluido el tipo y número de vehículos que legalmente pueden cruzar por él es muy variado y el puente debe estar diseñado para soportar todos ellos. Sin embargo, los vehículos que más afectan a la estructura son los vehículos pesados; de tal manera que, comprado con un camión, los efectos que puede producir un coche o un vehículo menor son prácticamente despreciables. Es por ello que se emplean las cargas que transmite un vehículo pesado para realizar los cálculos.

Sin embargo, también existen una gran variedad de vehículos pesados disponibles hoy en día. Como todos ellos pueden potencialmente cruzar la estructura, ésta tiene que estar preparada para soportar las cargas que transmitan todos ellos. Pero como considerar todas las cargas

posibles de cada vehículo es demasiado trabajoso, se emplea para el cálculo un vehículo teórico que no existe realmente pero que representa de manera conservativa las cargas que puedan transmitir otros vehículos sobre la estructura. Las cargas consideradas son "kips", una unidad comúnmente empleada en América y equivalente a la fuerza que ejercen 10 libras. La carga vehicular de diseño adoptada por la AASHTO actualmente consiste en tres tipos de cargas diferentes:

- Vehículo pesado de diseño: con tres ejes en la dirección longitudinal, separados en una distancia que haga que se produzcan los mayores efectos posibles (Figura 71).

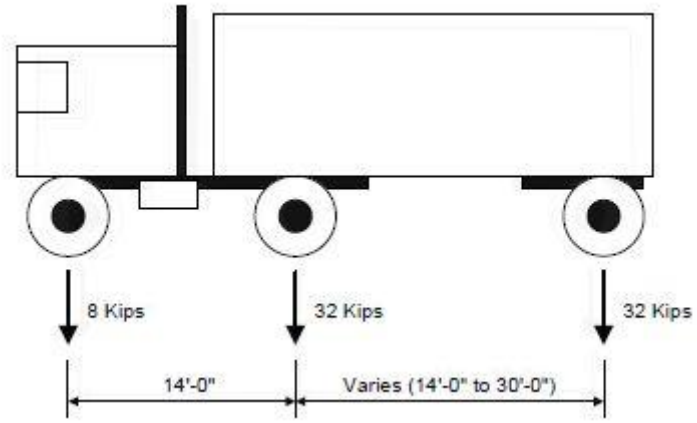


Figura 71 Vehículo pesado de diseño.

- Tándem de diseño: de dos ejes cargados con 25 kips (Figura 72).

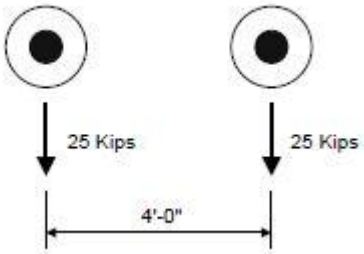


Figura 72 Tándem de diseño.

- Carga por carril de diseño: una carga distribuida de 0,64 kips por pie en la dirección longitudinal (Figura 73). Se aplica sólo a la porción del puente que contribuye al efecto de la carga que se está estudiando.

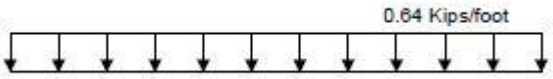


Figura 73 Carga por carril de diseño.

4.3.3.2 Aplicación de las cargas de vehículos de diseño.

La norma de carga (HL-93) consiste en varias combinaciones de cargas entre las tres mencionadas anteriormente, considerando concretamente aquella combinación que sea máxima entre:

- El efecto de la suma del tándem de diseño con la carga por carril.
- El efecto de la suma del vehículo pesado de diseño con la carga por carril.

En la dirección transversal, se deberán colocar el vehículo pesado o el tándem de tal manera que el efecto considerado sea máximo. Sin embargo, el centro de cualquier rueda debe estar el menos a dos pies del eje del carril a diseñar (Figura 74).

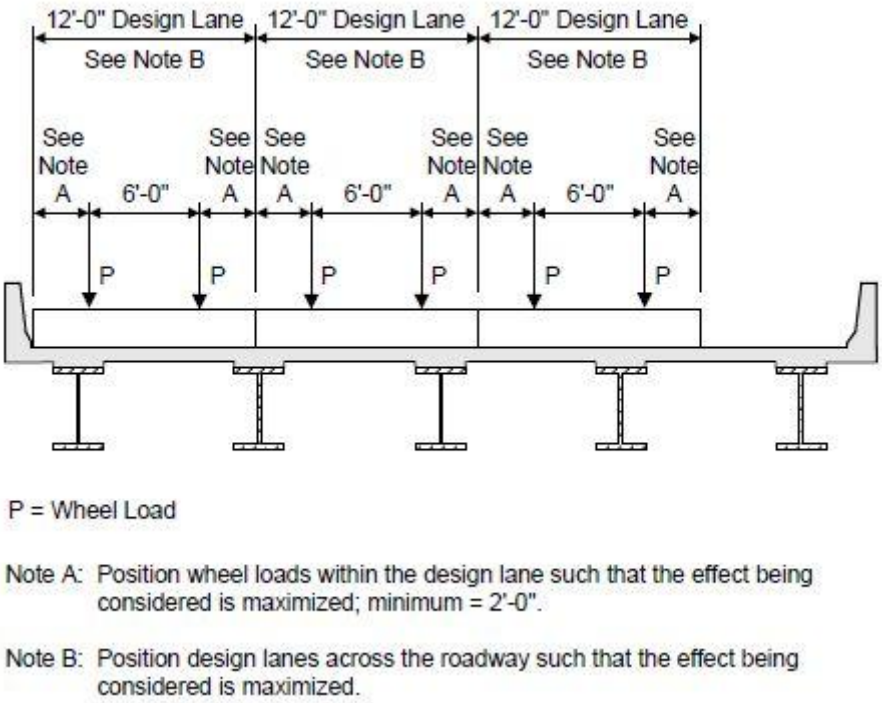


Figura 74 Esquema de la colocación de un vehículo pesado o tándem de diseño.

De forma similar, la carga del carril de diseño se ha de distribuir en una anchura de 10 pies; haciendo que la carga a lo largo de ese carril sea de 64 libras por cada pie al cuadrado, que es aproximadamente de 3 MPa (Figura 75).

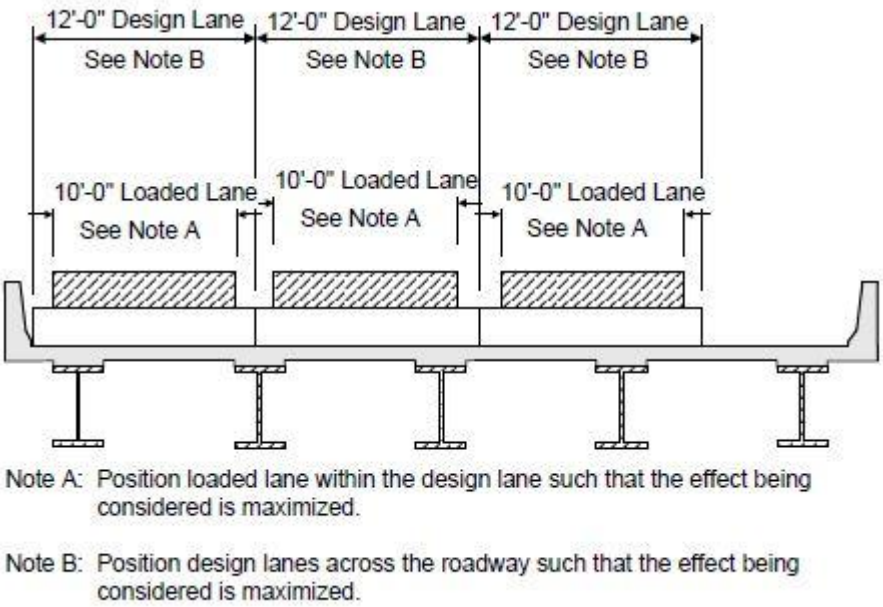


Figura 75 Distribución transversal de las cargas por carril de diseño.

4.3.3.3 Fuerza centrífuga.

La fuerza centrífuga de los vehículos se define como una fuerza lateral resultante de un cambio en la dirección del movimiento del vehículo. Se aplican a una distancia de 6 pies sobre la superficie de la vía.

Esta fuerza se aplica sobre el tándem y sobre el vehículo pesado de diseño, no siendo necesario aplicarla sobre la carga sobre el carril de diseño. Siendo ésta fuerza:

$$C = f * \frac{v^2}{g * R}$$

Siendo:

f: 4/3 para combinaciones de carga distintas a fatiga y 1 para fatiga.

v: velocidad de diseño de la vía.

g: aceleración de la gravedad.

R: radio de curvatura del carril.

El factor C se ha de multiplicar por el número total de ejes cargados del vehículo pesado o del tándem de diseño.

La fuerza centrífuga causa un momento de vuelco sobre las ruedas cargadas debido a que la fuerza radial se aplica a 6 pies sobre la superficie de la plataforma. Por tanto, esta fuerza tiende a aumentar la carga vertical de las ruedas en el exterior del puente y a reducir la carga de las ruedas en el interior del puente. Como resultado, las vigas más externas de la plataforma recibirán una carga ligeramente superior a las que se encuentran en el interior de la curva (Figura 76).

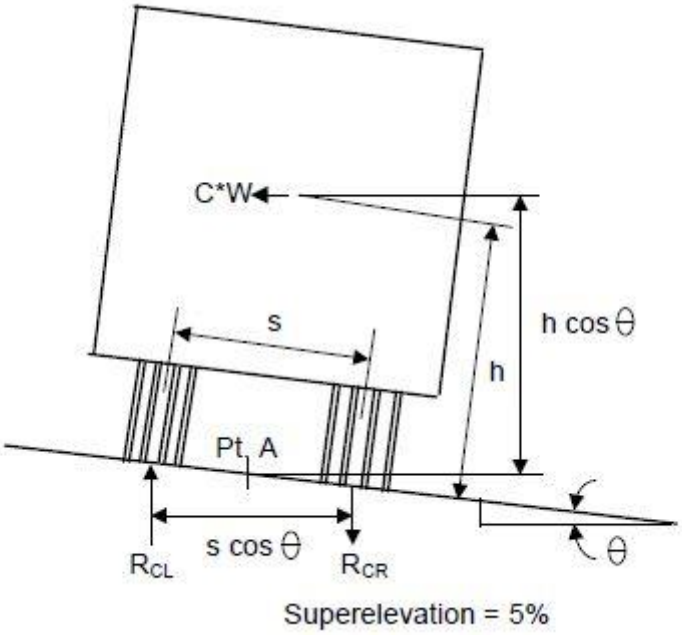


Figura 76 Esquema de las reacciones en un vehículo pesado debido a la fuerza centrífuga.

4.3.3.4 Fuerzas de frenado

Cuando un vehículo pesado decelera o se detiene sobre un puente, se transmite una fuerza longitudinal a la plataforma del puente, que a su vez se transmite a las unidades de la subestructura con uniones fijas. Esta fuerza es la que se conoce como fuerza de frenado.

La AASHTO define la fuerza de frenado como el mayor valor de:

- El 25% del peso de los ejes del vehículo pesado de diseño o del tándem de diseño.
- El 5% del vehículo pesado de diseño o el 5% del tándem de diseño, más la carga de carril de diseño.

La AASHTO especifica que la fuerza de frenado será de aplicación en todos los carriles que vayan a ser cargados y que vayan a soportar tráfico en la misma dirección. Para los puentes que puedan convertirse en unidireccionales en el futuro, todos los carriles se considerarán como cargados. Además, el factor de presencia adecuado deberá aplicarse a la hora de hacer los cálculos de la fuerza de frenado.

4.3.4 Cargas del viento.

Las cargas generadas por el viento representan las condiciones típicas en el área en el que se está construyendo el puente. Solamente las superficies expuestas están sujetas a la aplicación directa de las cargas del viento, y existen diferentes casos de carga para el viento en una estructura, sobre las sobrecargas de uso, en equipos de construcción o en la dirección vertical.

Las combinaciones de carga varían en sus factores de carga para la aplicación de las cargas del viento. En general las estructuras más pequeñas no se ven afectadas por las cargas del viento; pero estructuras de mayores dimensiones, y por tanto más superficies expuestas, pueden ser regidas por dichas cargas.

4.3.4.1 Presión horizontal del viento.

La velocidad del viento de diseño, especificada por la AASHTO, es de 100 millas por hora; lo cual, representa una estimación conservadora de las mayores velocidades del viento que una estructura pueda experimentar a lo largo de su vida útil. La presión del viento se aplica a las superficies expuestas; que son aquellas que, vista la estructura en alzado, se encuentras perpendiculares a la dirección del viento.

Cualquier análisis de las cargas del viento debería incluir distintos ángulos de ataque que determinen desde qué dirección se generan los mayores esfuerzos sobre la estructura.

4.3.4.2 Presión vertical del viento.

Para combinaciones de carga en las que no se consideran las sobrecargas de uso y el levantamiento de la estructura es un problema potencial, la presión vertical del viento puede generar cargas que necesitan considerarse. El área sobre el que actúa esta presión incluye la anchura de todas las superficies horizontales. Se considera como una carga longitudinal.

4.3.5 Cargas sísmicas.

Los puentes se diseñan para cargas sísmicas de tal manera que los daños sufridos no provoquen un colapso de la estructura o un fallo total. Sin embargo, pueden sufrir daños significativos debido a los movimientos del terreno. Llegando al punto de requerir sustituir parcial o completamente la estructura.

Los movimientos y fuerzas de diseño debidos a un terremoto están basados en probabilidades de sobrepasarlas durante la vida útil bajas. La AASHTO especifica que la resistencia debe encontrarse dentro de límites elásticos sin provocar daños significativos en terremotos de pequeña o media escala. Además, los grandes terremotos no deberán causar el derrumbamiento total o parcial del puente, con daños fácilmente detectables y reparables durante una inspección.

El cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño se hace en función del área en el que se ubica el puente. La Zona 1 representan áreas con bajo potencial de sufrir cargas sísmicas, por lo que en ellas no suelen tenerse en cuenta las fuerzas de un terremoto para el cálculo. En el otro extremo, la Zona 4, representa la zona con mayor probabilidad de incidencia de un terremoto; por lo que en esta zona sí que será necesario un análisis de las cargas provocadas por un seísmo.

4.3.6 Cargas por el agua.

4.3.6.1 Presión estática.

Se debe asumir que actúa perpendicular a la superficie que retiene el agua. Se debe calcular como un producto de la altura de agua retenida y el peso específico del agua. Los niveles de agua de diseño que se consideren para diferentes estados límite deberán estar aprobados o especificados por el promotor.

4.3.6.2 Empuje del agua.

Se considera como una fuerza vertical que tiende a levantar la superficie, considerada como la suma de las componentes verticales de las presiones estáticas que actúan en todos los componentes bajo el nivel de agua de diseño.

4.4 Métodos de análisis.

Los métodos generalmente aplicados para el diseño de superestructuras de puentes con vigas se dividen en dos: métodos aproximados y métodos refinados; que a su vez se dividen en métodos de análisis en dos y en tres dimensiones.

4.4.1 Métodos aproximados de análisis.

Incluso con el creciente empleo de los métodos refinados, el uso de los métodos aproximados es interesante por varias razones. Primero, proporcionan una perspectiva histórica en lo que respecto a la evolución de las diferentes aproximaciones para el análisis. Segundo, las técnicas son relativamente simples de usar y pueden ser útiles para los diseños preliminares. Y finalmente, estos métodos tienen una gran utilidad para la comprensión básica de la distribución de fuerzas y el comportamiento general de los puentes.

4.4.1.1 Puentes de vigas.

Se emplean análisis en una dirección, en los que todas las cifras resultantes son función de solamente una dirección espacial. En este método se suplanta la estructura por una serie de elementos lineares que siguen la geometría de la estructura vista en planta. Para estructuras curvas, esa dimensión se puede medir a lo largo del eje curvado; de tal forma que la dimensión de referencia no ha de ser recta.

4.4.2 Métodos refinados de análisis.

El uso de este tipo de métodos ha llegado a los puentes estadounidenses más tarde que a otras áreas del diseño estructural como en la edificación o en el cálculo de presas. A día de hoy, aún existen superestructuras de puentes diseñadas como líneas de una sola dirección. Las cargas se asignan a la línea según varias suposiciones, algunas bastante complejas; todas tienen sus limitaciones. Las tecnologías incluidas en los ordenadores y el software de elementos finitos permiten el análisis seguro de complejos puentes de tal manera que se logran diseños únicos y más efectivos económicamente que solo se ven limitados por la física o la imaginación del proyectista.

4.4.2.1 Métodos de análisis en 2D.

El análisis en 2D es aquel en el que las cargas resultantes son función de dos dimensiones espaciales. Se han usado desde principios de los años 60 y se desarrollaron en un periodo de tiempo con unos avances en tecnología mucho más reducidos. Existen dos tipos de análisis en dos dimensiones: modelos tradicionales de cuadrícula 2D y modelos de losa y viga excéntrica.

4.4.2.1.1 Modelos tradicionales de cuadrícula 2D.

Consisten en una disposición de vectores puramente bidimensionales de nodos y elementos viga (Figura 77).

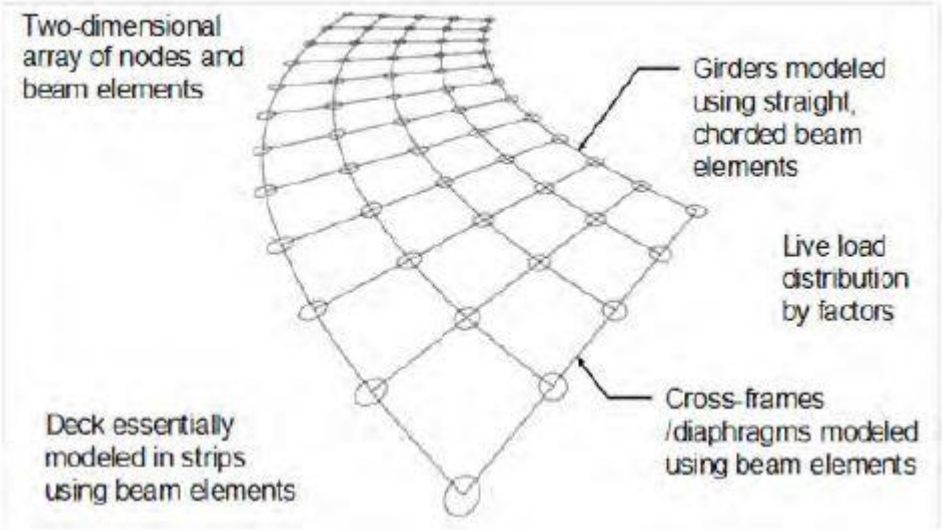


Figura 77 Modelo de cuadrícula 2D.

La profundidad vertical de la superestructura no se considera en este tipo de análisis. Las vigas y los marcos o diafragmas se conectan en un solo plano común, tomado implícitamente en el eje centroidal de las vigas.

Las vigas y los diafragmas se modelan usando elementos de viga (Figura 78). En este tipo de modelos, este tipo de elementos modelan tanto las vigas como la parte de viga y losa. Los elementos que se usan son vigas convencionales con seis grados de libertad que representan la rigidez frente a esfuerzos flectores, axiles y cortantes.

Para casos de carga compuesta, la losa se modela en tiras en la dirección longitudinal ajustando las propiedades de la sección del elemento viga para reflejar las propiedades de la sección compuesta usando la anchura tributaria de la losa. En la dirección transversal la losa sirve para ayudar a distribuir las sobrecargas y las cargas muertas a las vigas y para hacer que las vigas trabajen conjuntamente como un sistema.

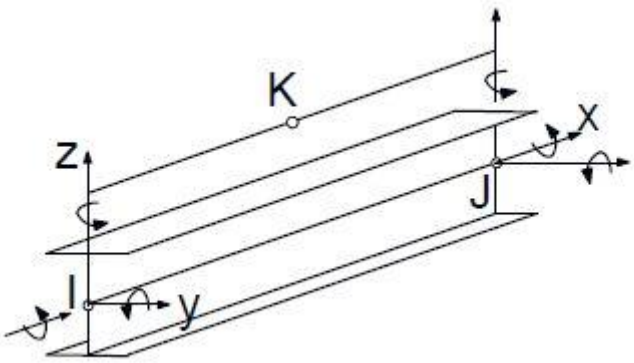


Figura 78 Elemento viga.

4.4.2.1.2 Modelos de losa y viga excéntrica.

En este caso, la cubierta se modela utilizando elementos de capa y se compensa de la cuadrícula de elementos viga para representar la compensación del eje neutral de las vigas y diafragmas del eje neutral de la cubierta (Figura 79).

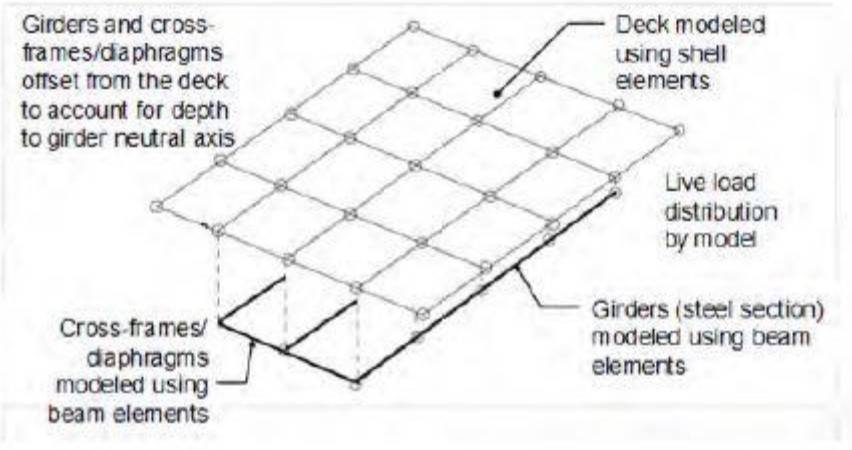


Figura 79 Modelo de losa y viga excéntrica.

Esto permite al modelo distribuir las sobrecargas basándose en rigideces relativas en lugar de a través de factores empíricos de distribución de las sobrecargas. Los efectos provocados por las sobrecargas generalmente se determinan a través del análisis de una superficie de influencia.

Para este modelo, las fuerzas internas se tienen que transformar excéntricamente para obtener las fuerzas internas usadas para el diseño del puente.

4.4.2.1.3 Condiciones de contorno.

Para los modelos de dos dimensiones, las condiciones de contorno son relativamente sencillas; en la mayoría de casos, los apoyos de clavija se pueden suponer para la mayoría de apoyos.

Modelar correctamente estructuras como un Straddle Bent es difícil con modelos tradicionales de cuadrícula puesto que hay una importante interacción entre las reacciones y la profundidad de la superestructura no está modelada explícitamente.

En modelos de losa y viga excéntrica la profundidad sí que se incluye en el modelo; por esta razón, hay que poner especial cuidado en modelar las condiciones de contorno. Éstas han de adecuarse a los apoyos empleados en el puente, de otra manera, el modelo podría reflejar restricciones incorrectas que afectarían a los momentos y las desviaciones (Figura 80).

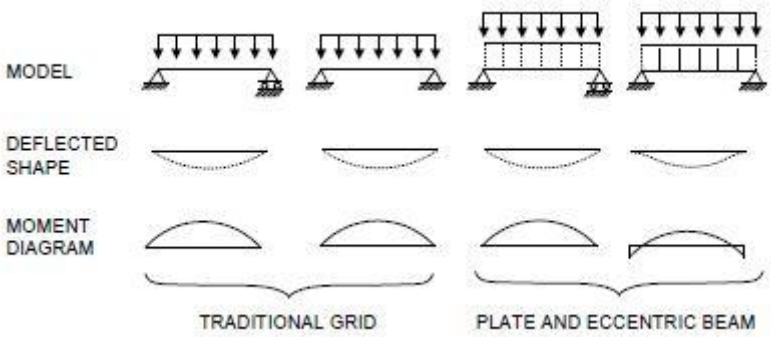


Figura 80 Efectos de las diferentes condiciones de contorno sobre modelos tradicionales de cuadrícula y de losa y viga excéntrica.

4.4.2.2 Métodos de análisis en 3D.

El análisis en tres dimensiones es aquel en el que las fuerzas resultantes son función de las tres dimensiones espaciales: Normalmente en los análisis 3D se usa un modelo en el cual los tres componentes principales de la superestructura se han modelado matemáticamente. La superestructura se modela incluyendo la profundidad de la estructura e incluyendo los momentos explícitos de las bridas de las vigas, los diafragmas y la cubierta.

En el método de elementos finitos elástico-linear se dispone un modelo del puente basado en una formulación matricial que puede ser resuelta por un ordenador. Esta estructura se divide en un set de elementos finitos. Después, se selecciona la rigidez de cada uno de los elementos; para cada dirección en la cual un elemento puede resistir translación o rotación se debe introducir una rigidez. La unión de estas rigideces en forma de matriz es lo que se llama la rigidez del elemento, que se define por los ejes locales del elemento.

La topología del modelo define la orientación y la conexión de los elementos formando el modelo. El modelo unido se define en un set de ejes globales y los puntos de conexión entre elementos se denominan nodos. Los puntos de los cimientos se denominan límites.

El último paso es resolver las rigideces, utilizando transformaciones, para conseguir que las rigideces se orienten según los ejes globales en cada nodo. Esta información se junta en la matriz global de la estructura. Cada uno de los grados de libertad de cada nodo tienen unos movimientos desconocidos que deben emparejarse con los nodos de los elementos vecinos conectados a ese nodo.

4.4.2.2.1 Modelado de elementos finitos en 3D.

Se trata de la representación más realista posible de una estructura tomando unas pocas suposiciones para simplificarla. El refinado de los elementos condiciona la precisión de los resultados. Esto se aplica solo a modelos 3D que representan el grueso de la estructura; consigue un modelado de la estructura que dan resultados razonablemente correctos en un nivel macroscópico que se pueden resolver utilizando algoritmos matemáticos.

5 Conclusión.

El apoyo tipo pórtico straddle bent constituye una solución singular dentro de los tipos de apoyos más comunes para los puentes de vigas doble T tradicionalmente empleados en los enlaces y rampas de conexión entre autovías en Estados Unidos de América.

Tal como ha quedado descrito en este Trabajo, en determinadas ocasiones, y debido a las restricciones geométricas de los obstáculos u otras vías que transcurren bajo el puente, no es posible disponer las columnas de apoyo bajo la sombra del propio tablero. Es en esto casos cuando aparece la figura del straddle bent.

A lo largo del Trabajo se han descrito las principales tipologías que se emplean en el diseño de los straddle bent, distinguiendo según el material resistente empleado en el dintel (hormigón armado, hormigón pretensado, acero estructural y mixto), la geometría de su sección transversal (sección rectangular, T invertida, sección cajón armado) y también en función del tipo de vinculación entre la superestructura y el dintel.

El coste de construcción de los pórticos Straddle Bent, dada su singularidad, representa un porcentaje no despreciable dentro de los costes totales del puente de vigas, por lo que es importante conocer las principales ventajas e inconvenientes que presenta cada una de las tipologías. Hasta respecto, a lo largo del Trabajo se ha realizado una extensa descripción de estas ventajas e inconvenientes, y de las posibles patologías asociadas a cada una de las tipologías. Asimismo, se han establecido los rangos de utilización recomendados para cada una de ellas.

Por último, en este Trabajo se han descrito, siguiendo la normativa AASHTO, las principales acciones que repercuten en el diseño estructural de los pórticos, las distintas combinaciones de acciones y las posibles metodologías de cálculo.

A lo largo del Trabajo se han incluido numerosas fotografías, croquis y planos, obtenidos a través de la información facilitada por webs públicas de los principales Departamentos de Transporte de los Estados Unidos, así como otras publicaciones de carácter científico.

Como línea de desarrollo futuro a partir de este Trabajo Final de Grado podría derivarse, por ejemplo, la realización de un análisis cuantitativo de comparación de costes entre las distintas tipologías de Straddel Bent para unas determinadas condiciones geométricas del propio pórtico y de los vanos del puente que descansan sobre él.

BIBLIOGRAFÍA

Publicaciones, artículos y normativas

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2010). American Association of State Highway and Transportation Officials. Part I, Section 1-5.

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2010). American Association of State Highway and Transportation Officials. Part II, section 6- Index.

"A policy on geometric designo f Highways and Streets" Ed. American Association of state highway and Transportation officials. 2001.

Baskar.K, "Steel–concrete composite plate girders subject to combined shear and vending" Ed. Elsevier Science Ltd. 2002.

Berrocal Ruiz. F.D, "COMPARISON OF POST-TENSIONED CAST IN PLACE CONCRETE AND STEEL-CONCRETE COMPOSITE BENT CAPS" Ed. University of Texas at Arlington. Diciembre 2015

Berrocal Ruiz. F.D. y Yazdani.N, "Comparative analysis of cast-in-place post-tensioned and steel–concrete composite bridge bent caps" Marzo 2017.

"Bridge Design Practice, Chapter 12: Concrete bent caps" Ed. Caltrans. Febrero 2015.

Ellis.C, "External PT to increase capacity of existing Steel bridge" Washington DC office. Marzo 2013.

Fernandez gomez.E "Design Criteria for Strength and Serviceability of Inverted-T Straddle Bent Caps" University of Texas at Austin. Agosto 2012.

Garber.D.B. "Shear Cracking in Inverted-T Straddle Bents" Ed. University of Texas at Austin. Agosto 2011.

Heeyoung.L, Daeyoun.C, Zuog.A y Wonseok.C, "Composite Behavior of Steel I-girders Connected toInverted-T Bent Cap" Ed. International journal of Steel structures. Diciembre 2014.

Herce Vallejo, M "Funciones de las rotondas urbanas y requerimientos urbanísticos de organización" 2005

Hohmann, D "Bridge Design Manual-LRFD". Ed. Texas Department of Transportation. Mayo 2009.

"Integral Steel Box-Beam Pier Caps" Ed. The national academies of sciences engineering medicine. Washington 2004.

Larson.N, Fernandez Gomez.E, Garber.D, Bayrak.O y Ghannoum.W. "Strength and Serviceability Design of Reinforced Concrete Inverted-T Beams" Ed. Center for Transportation Research the University of Texas at Austin. 2013.

"Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures, Reference manual" Ed. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Julio 2015.

“LRFD Bridge Design Manual 5-392” Ed. Mndot bridge office. Diciembre 2017.

“Post-Tensioned Box Girder, Design Manual” Ed. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Junio 2016.

“Precast, Prestressed Concrete Bent Caps: Volume 1 Preliminary Design Considerations and Experimental Test Program” Ed. Texas A&M Transportation Institute. Abril 2018.

“Preferred Practices for Steel Bridge Desing, Fabrication, and Erection” Ed. Texas department of Transportation. Febrero 2015.

Price, A “A Clear(ance) solution” Ed. Tennesse Department of Transportation. Julio 2015.

Rogers, M.G “Hidhway engineering” Ed. Oxford: Blackwell. 2008.

Schokker.A.J, West.J, Breen.J.E y Kreger.M.E. “INTERIM CONCLUSIONS, RECOMMENDATIONS, AND DESIGN GUIDELINES FOR DURABILITY OF POST-TENSIONED BRIDGE SUBSTRUCTURES”. Octubre 1999.

“Steel Bridge Design Handbook, Substructure design” Ed. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Noviembre 2012.

“Structures Design Guidelines, FDOT structural manual volumen 1” Ed. Florida department of transportation. Enero 2017.

“Structures Design Guidelines, FDOT structural manual volumen 2” Ed. Florida department of transportation. Enero 2018.

“Structures detailing manual, structural manual volumen 2” Ed. Florida department of transportation. Enero 2018.

“Use of pretensioned bent caps in Texas” Ed. Texas department of Transportation. Octubre 2017.

Weiwei.L, Teruhiko.Y, Nozomu.T, Hideyuki.K y Jun.H, “Mechanical Performance of Steel Concrete Composite Beams Subjected to a Hogging Moment” Ed.ASCE (American society of Civil Engineers).2013.

Williams.C, Deschenes.D y Bayrak.O. “Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges: Final Report” Ed. Center for Transportation Research the University of Texas at Austin.2012.

Youngberg.C, Dexter.R y Bergson.P, “Fatigue evaluation of stleel Box-Girder Pier Caps” Ed. Minnesota Department of Transportation. Marzo 2004.

WEBS

http://www.history.com/topics/interstate-highway-system Fecha de consulta: Febrero 2018

https://wonderopolis.org/wonder/what-is-an-interstate-highway Fecha de consulta: Febrero 2018

http://www.visualcapitalist.com/?s=interstate+highway Fecha de consulta: Febrero 2018

https://www.interstate-guide.com/interstate.html Fecha de consulta: Febrero 2018

http://www.gbcnet.com/ushighways/history.html Fecha de consulta: Febrero 2018

http://dot.state.nm.us/content/nmdot/en/Standards.html Fecha de consulta: Febrero 2018

http://www.gbcnet.com/ushighways/history.html Fecha de consulta: Febrero 2018

http://www.abam.com/portfolio/project/121 Fecha de consulta: Marzo 2018

http://www.sehinc.com/news/amazing-world-interchange-designs Fecha de consulta: Marzo 2018

http://www.ite.org/uiig/types.asp Fecha de consulta: Marzo 2018

https://www.civil.iitb.ac.in/tvm/nptel/tselnw54.pdf Fecha de consulta: Marzo 2018

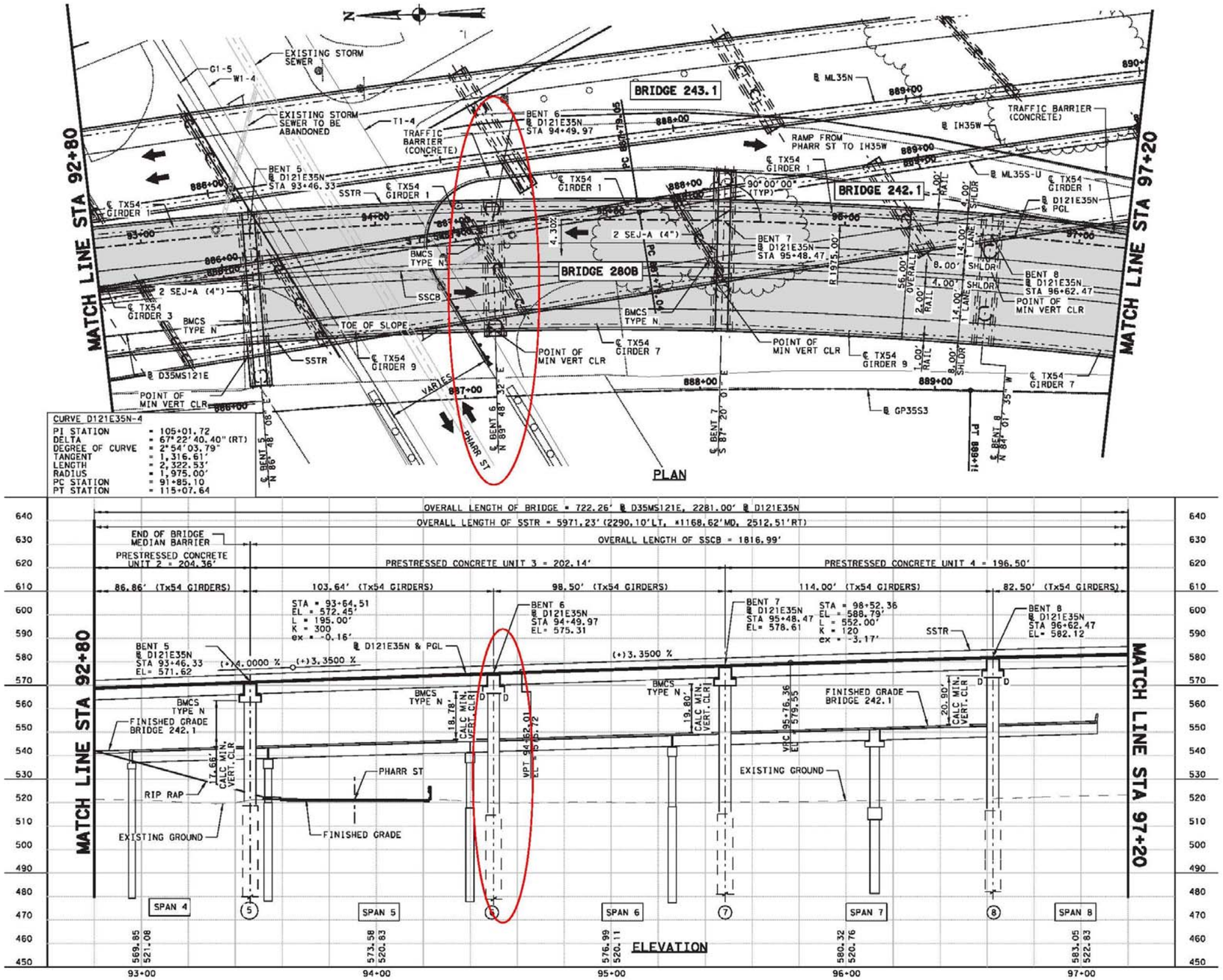
https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263823113001973 Fecha de consulta: Marzo 2018

https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X02000421 Fecha de consulta: Marzo 2018

https://www.metalsupermarkets.com/what-is-weathering-steel/ Fecha de consulta: Mayo 2018

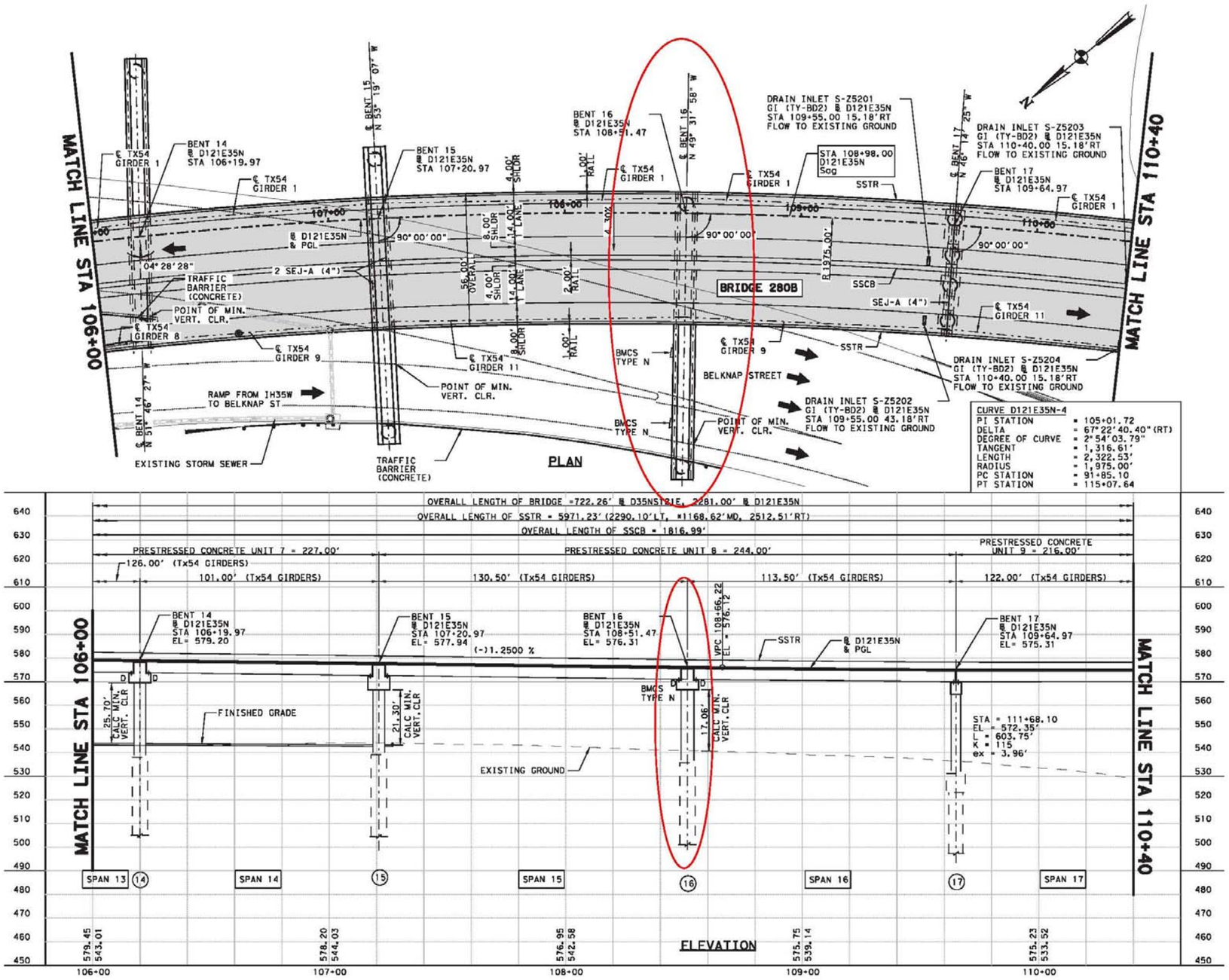
ANEXO 1: PLANOS

Plano 1.1. Situación del dintel 6: viga T invertida armada.

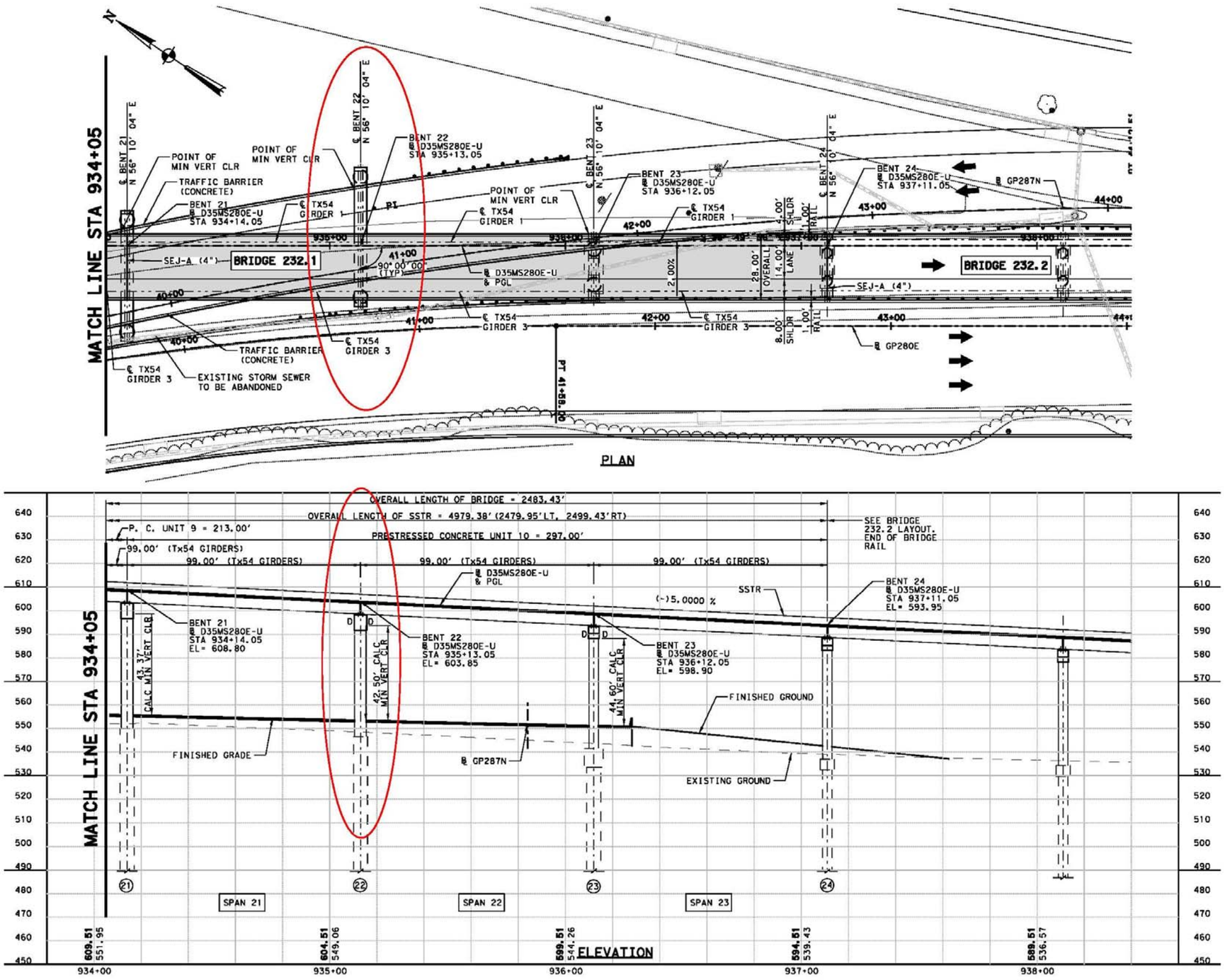


Plano 1.2

Situación del dintel 16: viga T invertida post-tensada.

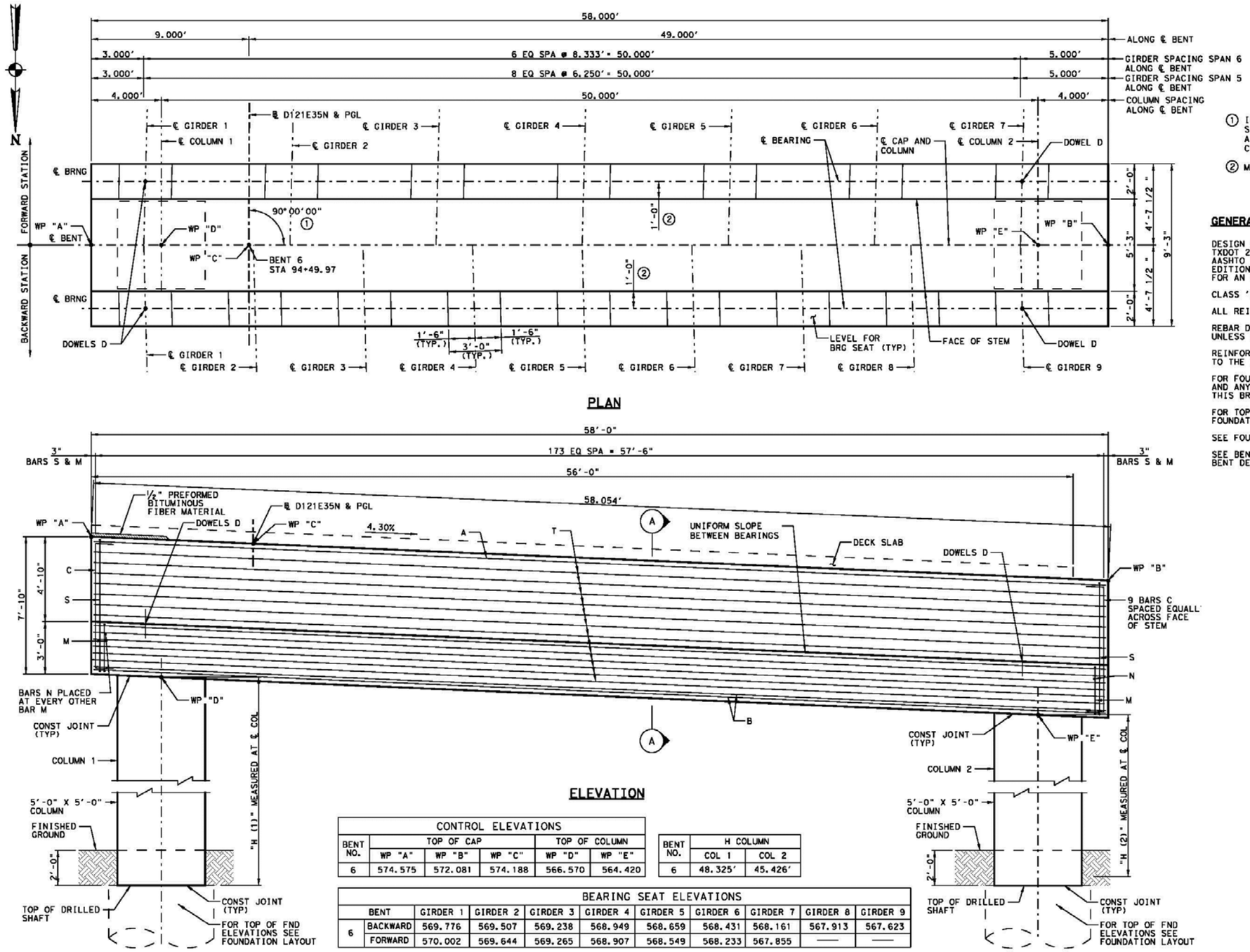


Plano 1.3. Situación del dintel 22: viga rectangular armada.



Plano 2.1.

Planta y perfil del dintel 6.



① IN HORIZONTAL CURVES THE ANGLE SHOWN IS TANGENT TO THE BASELINE AT THE INTERSECTION OF THE CENTERLINE BENT.

② MEASURED PERPERDICULAR TO ℄ BEARING

PLAN

ELEVATION

CONTROL ELEVATIONS					
BENT NO.	TOP OF CAP			TOP OF COLUMN	
	WP "A"	WP "B"	WP "C"	WP "D"	WP "E"
6	574.575	572.081	574.188	566.570	564.420

BENT NO.	H COLUMN	
	COL 1	COL 2
6	48.325'	45.426'

BEARING SEAT ELEVATIONS										
BENT		GIRDER 1	GIRDER 2	GIRDER 3	GIRDER 4	GIRDER 5	GIRDER 6	GIRDER 7	GIRDER 8	GIRDER 9
6	BACKWARD	569.776	569.507	569.238	568.949	568.659	568.431	568.161	567.913	567.623
	FORWARD	570.002	569.644	569.265	568.907	568.549	568.233	567.855	—	—

GENERAL NOTES

DESIGN IN ACCORDANCE WITH THE FA, TXDOT 2011 BRIDGE DESIGN MANUAL AND AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS, 5TH EDITION WITH ALL INTERIM SPECIFICATIONS FOR AN HL93 LOADING.

CLASS 'C' CONCRETE STRENGTH f'c = 3,600 psi.

ALL REINFORCING SHALL BE GRADE 60.

REBAR DIMENSIONS ARE CENTER TO CENTER, UNLESS NOTED OTHERWISE.

REINFORCING STEEL CLEARANCE IS MEASURED TO THE OUTSIDE DIAMETER OF THE BAR.

FOR FOUNDATION DETAILS SEE FD (MOD) STANDARD AND ANY FOUNDATION DETAILS INCLUDED WITHIN THIS BRIDGE.

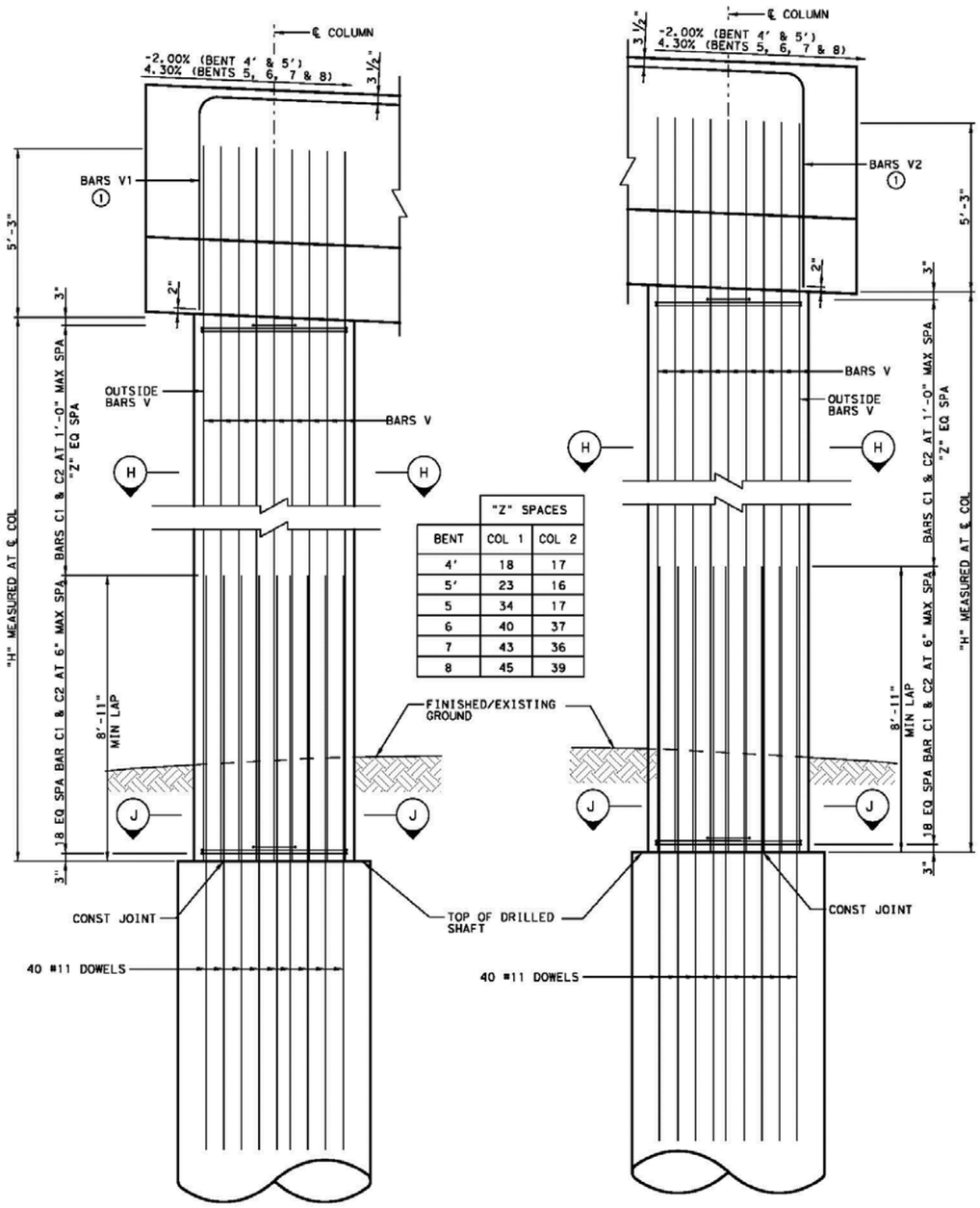
FOR TOP OF FOUNDATION ELEVATIONS SEE FOUNDATION LAYOUTS.

SEE FOUNDATION LAYOUT FOR FOUNDATION TYPE.

SEE BENT DETAILS SHEETS FOR SECTIONS AND BENT DETAILS.

HL93 LOADING

Plano 2.2. Esquema de armado de los pilares de apoyo del dintel 6

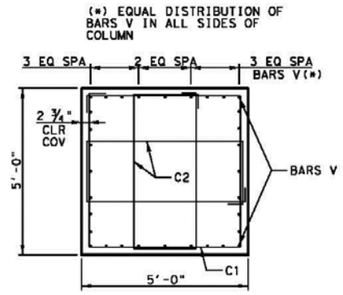


"Z" SPACES		
BENT	COL 1	COL 2
4'	18	17
5'	23	16
5	34	17
6	40	37
7	43	36
8	45	39

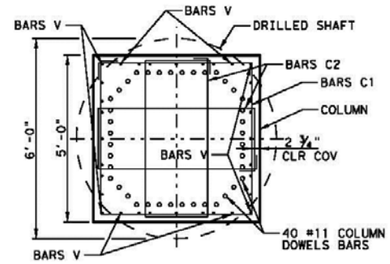
COLUMN 1 ELEVATION

COLUMN 2 ELEVATION

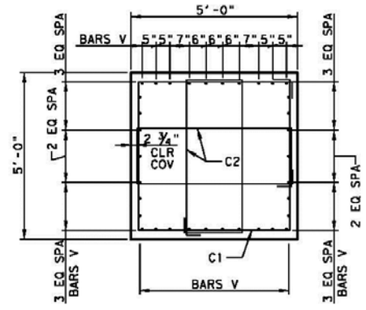
① BARS V1 AND V2 ARE LAPPED ONLY WITH OUTSIDE BARS V OF BOTH COLUMNS. CONTRACTOR SHALL CAREFULLY VERIFY CORRECT PLACEMENT OF BARS V1 AND V2.



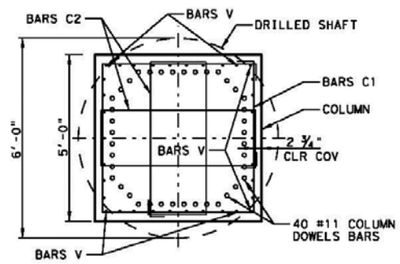
SECTION H-H
(BENTS 5', 5, 6, 7 & 8)



SECTION J-J
(BENTS 5', 5, 6, 7 & 8)

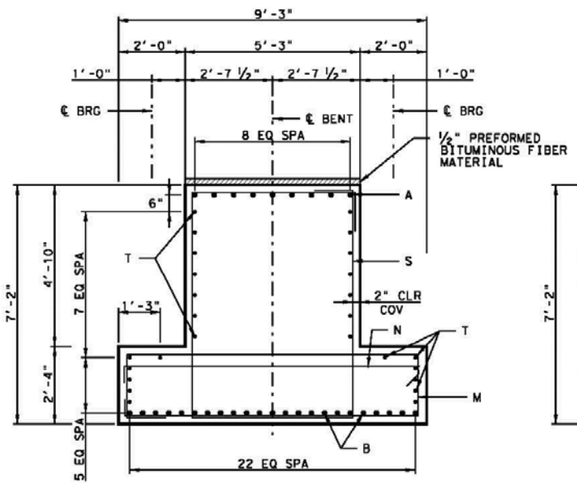


SECTION H-H
(BENT 4')

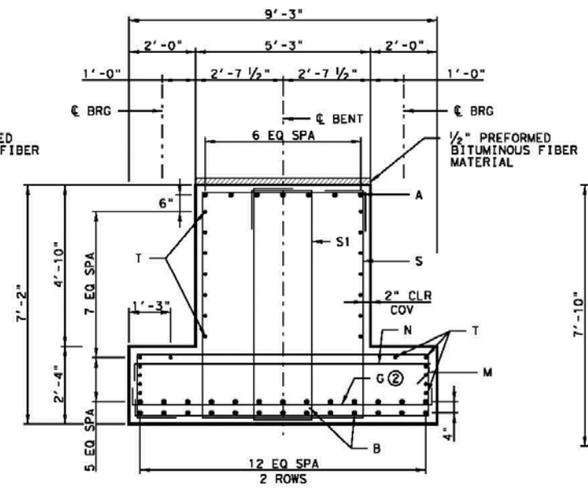


SECTION J-J
(BENT 4')

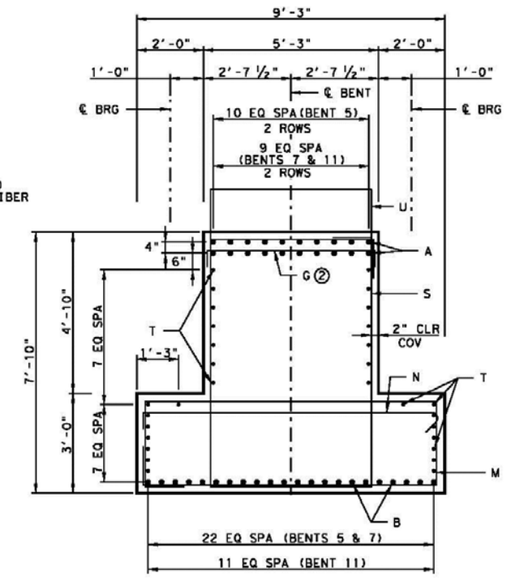
Plano 2.3. Esquema de armado de la sección transversal del dintel 6.



SECTION A-A BENT 4'

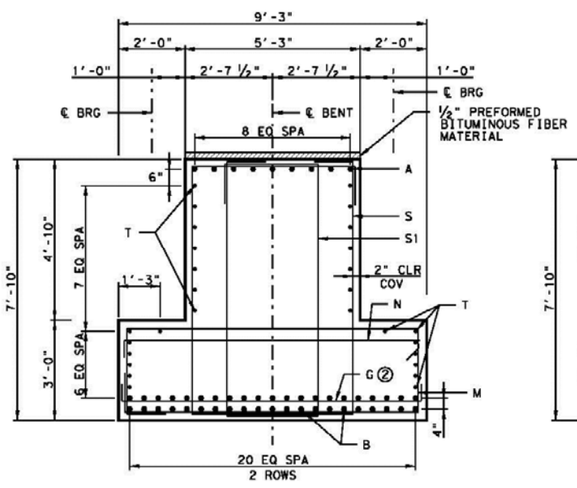


SECTION A-A BENT 5'

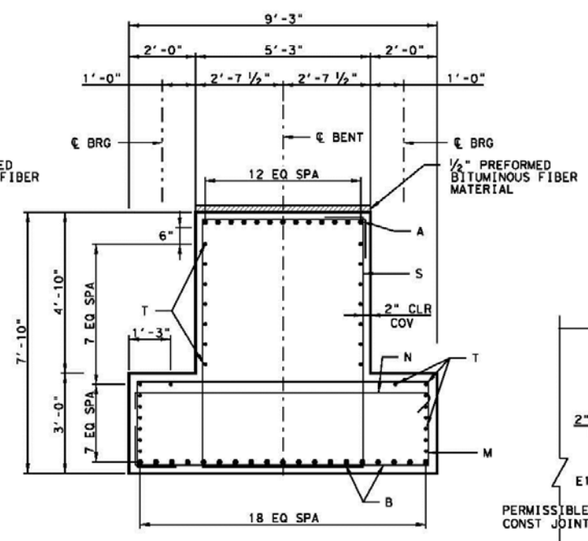


SECTION A-A BENTS 5, 7 & 11

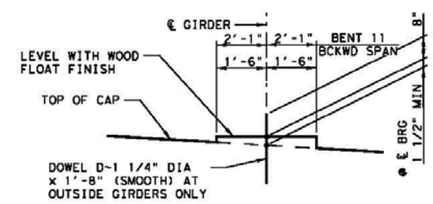
② SPACE BARS G AS NEEDED TO SUPPORT ADDITIONAL LAYERS OF STEEL (2'-0")



SECTION A-A BENT 6

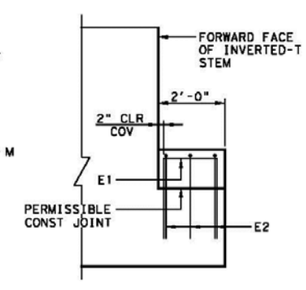


SECTION A-A BENTS 8



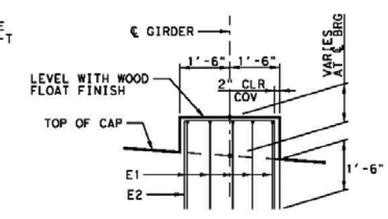
BEARING SEAT DETAIL

DOWELS ONLY AT BENTS 4', 5', 6 & 8 (BEARING SURFACE SHALL BE CLEAN AND FREE OF ALL LOOSE MATERIAL BEFORE PLACING BEARING PAD)



PEDESTAL SECTION ①

(BEARING SURFACE SHALL BE CLEAN AND FREE OF ALL LOOSE MATERIAL BEFORE PLACING BEARING PAD)



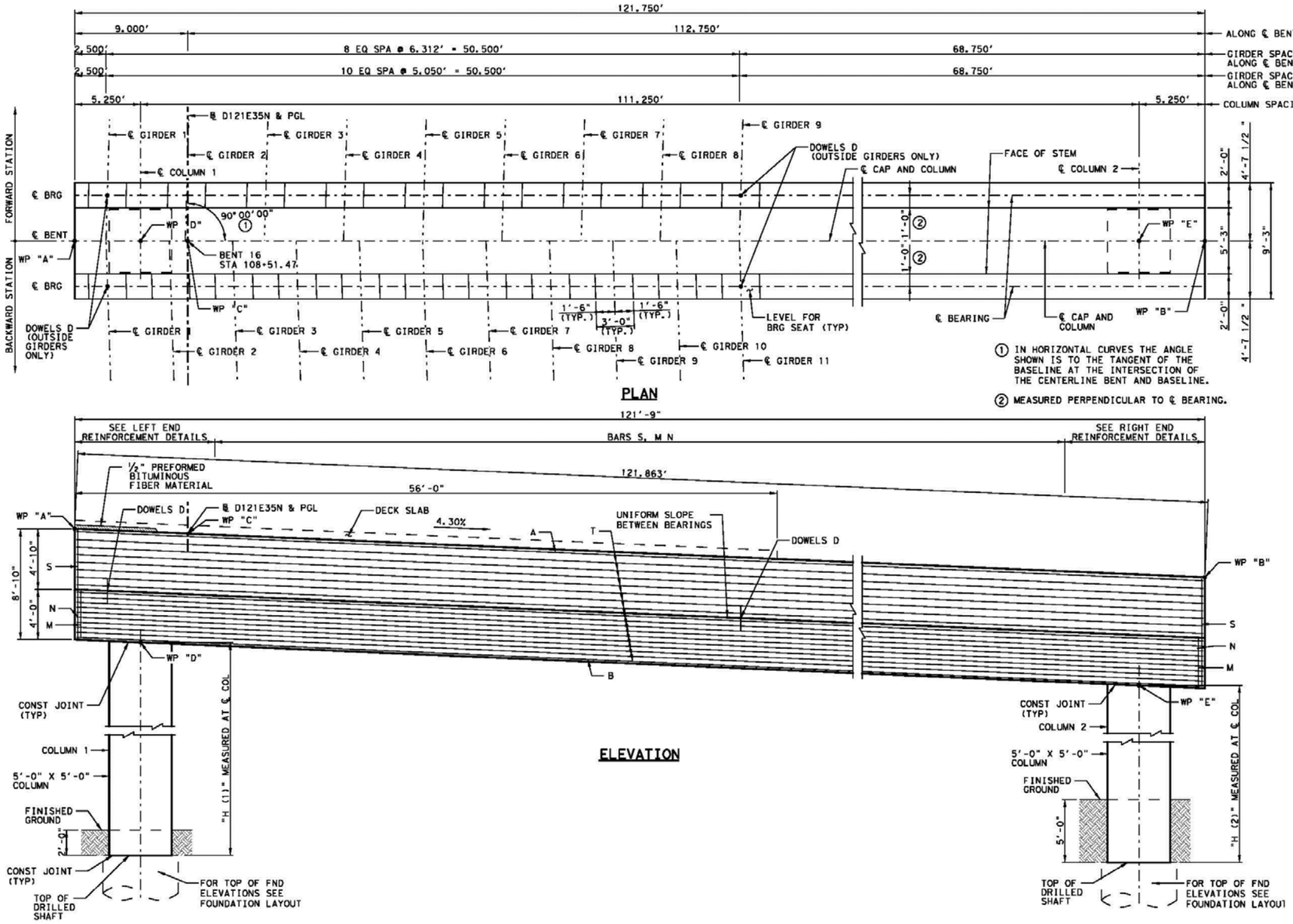
PEDESTAL ELEVATION ①

(FOR BEARING SEAT BUILDUPS > 3" TO 12")

① PLACE PEDESTAL AT BENT 5' (GIRDERS 1 TO 5 AT BACKWARD SPAN AND GIRDERS 4 & 5 AT FORWARD SPAN) AND AT THE FORWARD LEDGE OF THE INVERTED-T (BENTS 5, 6, 7 & 8)

Plano 3.1.

Planta y alzado del dintel 16.



PLAN

GENERAL NOTES

DESIGN IN ACCORDANCE WITH THE FA, TXDOT 2011 BRIDGE DESIGN MANUAL AND AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS, 5TH EDITION WITH ALL INTERIM SPECIFICATIONS FOR AN HL93 LOADING.

COLUMN CONCRETE SHALL BE CLASS 'C' CONCRETE STRENGTH f'c = 3,600 psi.

FOR BENT CAP CONCRETE STRENGTH SEE SHEET 4 OF 4.

ALL REINFORCING SHALL BE GRADE 60.

REBAR DIMENSIONS ARE CENTER TO CENTER, UNLESS NOTED OTHERWISE.

REINFORCING STEEL CLEARANCE IS MEASURED TO THE OUTSIDE DIAMETER OF THE BAR.

FOR FOUNDATION DETAILS SEE FD (MOD) STANDARD AND ANY FOUNDATION DETAILS INCLUDED WITHIN THIS BRIDGE.

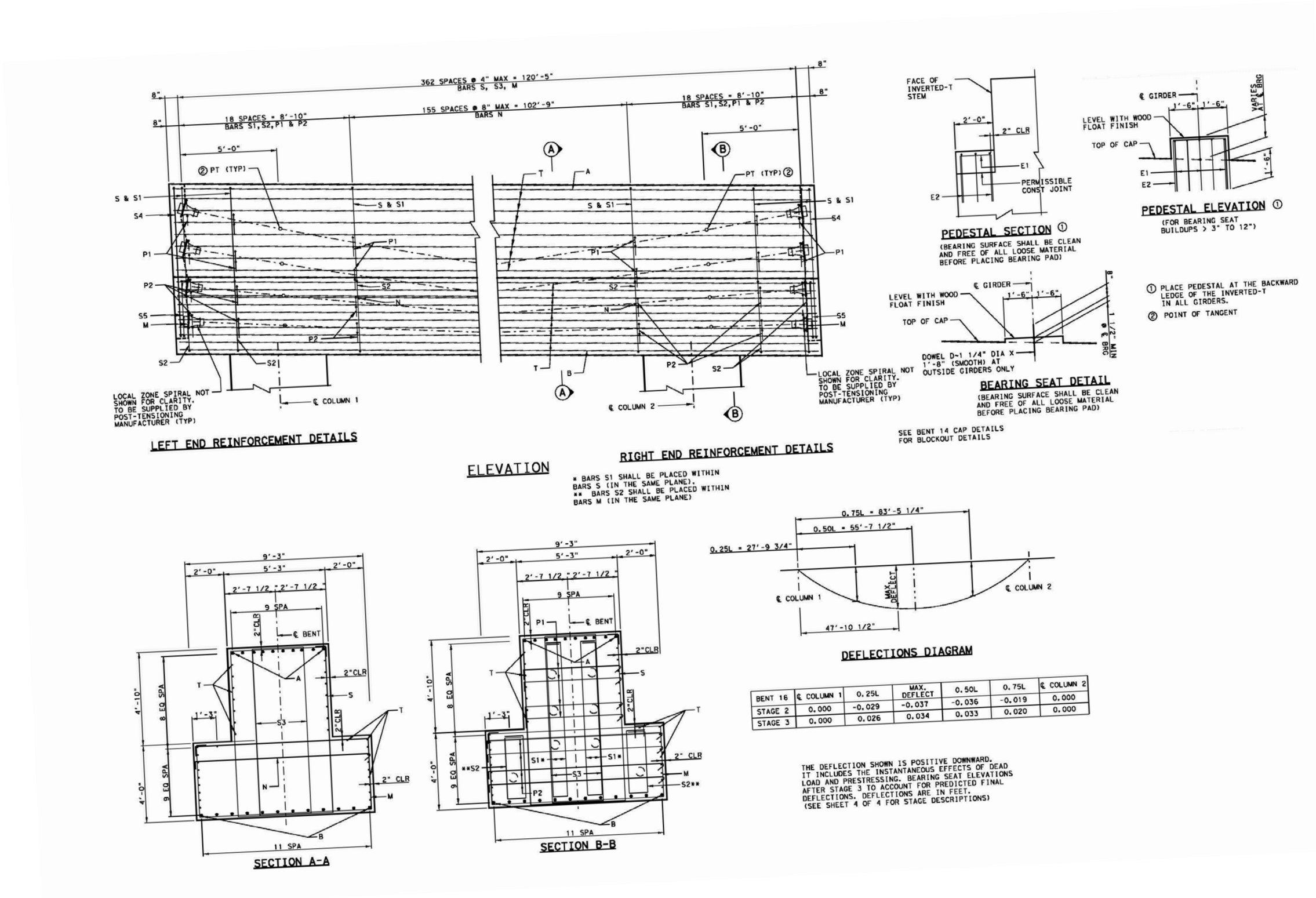
FOR TOP OF FOUNDATION ELEVATIONS SEE FOUNDATION LAYOUTS.

SEE FOUNDATION LAYOUT FOR FOUNDATION TYPE.

SEE BENT DETAILS SHEETS FOR SECTIONS AND BENT DETAILS.

ELEVATION

Plano 3.2. Esquema del armado de la sección transversal y disposición de los tendones del dintel 16.



BENT 16	℄ COLUMN 1	0.25L	MAX. DEFLECT	0.50L	0.75L	℄ COLUMN 2
STAGE 2	0.000	-0.029	-0.037	-0.036	-0.019	0.000
STAGE 3	0.000	0.026	0.034	0.033	0.020	0.000

THE DEFLECTION SHOWN IS POSITIVE DOWNWARD. IT INCLUDES THE INSTANTANEOUS EFFECTS OF DEAD LOAD AND PRESTRESSING. BEARING SEAT ELEVATIONS AFTER STAGE 3 TO ACCOUNT FOR PREDICTED FINAL DEFLECTIONS. DEFLECTIONS ARE IN FEET. (SEE SHEET 4 OF 4 FOR STAGE DESCRIPTIONS)

Plano 3.3. Planta y alzado de la disposición de los tendones de post-tesado.

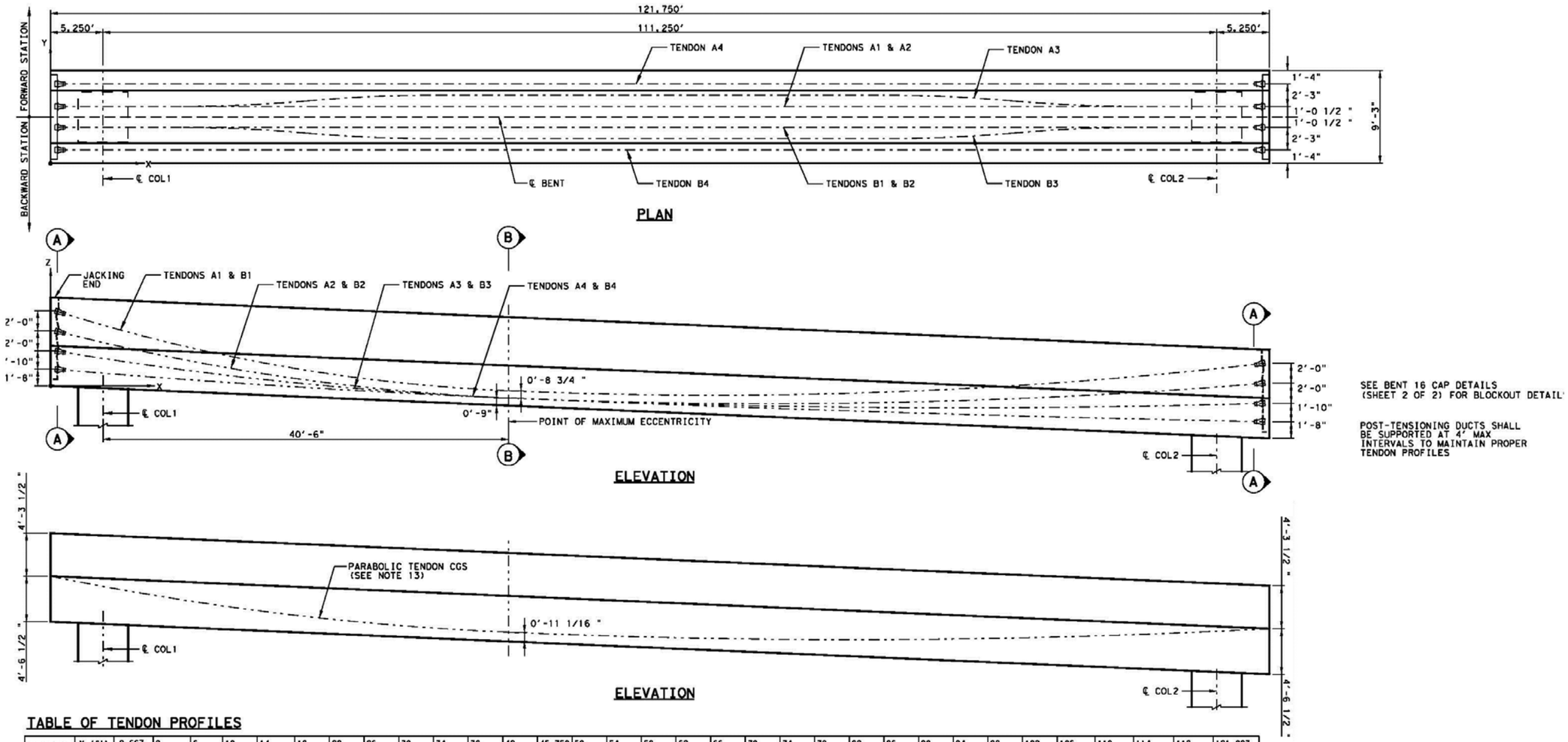
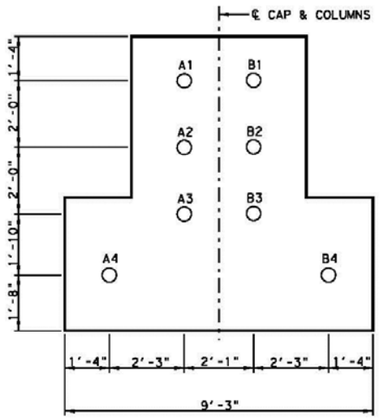


TABLE OF TENDON PROFILES

TENDON A1 & B1	X (ft)	0.667	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42	45.750	50	54	58	62	66	70	74	78	82	86	90	94	98	102	106	110	114	118	121.083
	Z (ft)	7.500	7.178	6.211	5.300	4.486	3.768	3.147	2.622	2.194	1.862	1.627	1.488	1.446	1.465	1.519	1.607	1.729	1.885	2.076	2.301	2.560	2.854	3.182	3.544	3.940	4.371	4.836	5.335	5.869	6.437	7.035	7.500
TENDON A2 & B2	X (ft)	0.667	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42	45.750	50	54	58	62	66	70	74	78	82	86	90	94	98	102	106	110	114	118	121.083
	Z (ft)	5.500	5.247	4.489	3.774	3.135	2.572	2.085	1.673	1.337	1.077	0.892	0.783	0.750	0.765	0.807	0.876	0.972	1.095	1.244	1.421	1.624	1.855	2.112	2.396	2.707	3.045	3.410	3.802	4.220	4.666	5.135	5.500
TENDON A3 & B3	X (ft)	0.667	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42	45.750	50	54	58	62	66	70	74	78	82	86	90	94	98	102	106	110	114	118	121.083
	Z (ft)	3.500	3.354	2.914	2.501	2.131	1.805	1.523	1.284	1.090	0.939	0.832	0.769	0.750	0.759	0.783	0.823	0.879	0.950	1.036	1.138	1.256	1.390	1.539	1.703	1.883	2.079	2.290	2.517	2.759	3.017	3.289	3.500
TENDON A4 & B4	X (ft)	0.667	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42	45.75	50	54	58	62	66	70	74	78	82	86	90	94	98	102	106	110	114	118	121.083
	Z (ft)	1.667	1.618	1.471	1.334	1.210	1.102	1.008	0.928	0.863	0.813	0.777	0.756	0.750	0.753	0.761	0.774	0.793	0.817	0.845	0.879	0.919	0.963	1.013	1.068	1.128	1.193	1.263	1.339	1.420	1.506	1.596	1.667

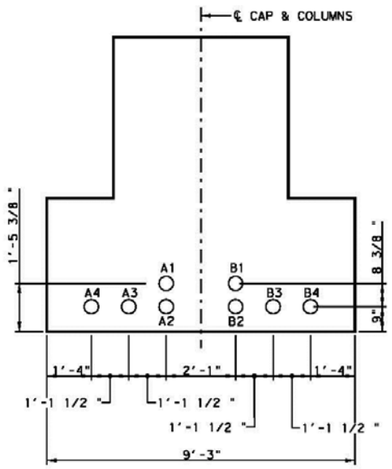
TABLE OF TENDON PLAN

TENDON A1, B1, A2 & B2	X (ft)	0.667	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42	45.750	50	54	58	62	66	70	74	78	82	86	90	94	98	102	106	110	114	118	121.083
	Y (ft)	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042
TENDON A3 & B3	X (ft)	0.667	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42	45.750	50	54	58	62	66	70	74	78	82	86	90	94	98	102	106	110	114	118	121.083
	Y (ft)	1.042	1.042	1.042	1.042	1.048	1.138	1.334	1.639	1.921	2.097	2.166	2.167	2.167	2.167	2.167	2.167	2.167	2.167	2.167	2.167	2.167	2.167	2.140	2.011	1.775	1.454	1.211	1.074	1.042	1.042	1.042	1.042
TENDON A4 & B4	X (ft)	0.667	2	6	10	14	18	22	26	30	34	38	42	45.750	50	54	58	62	66	70	74	78	82	86	90	94	98	102	106	110	114	118	121.083
	Y (ft)	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292	3.292



SECTION A-A

¼" = 1'



SECTION B-B

GENERAL NOTES

1. REINFORCING INTERFERING WITH PRESTRESSING TENDONS SHALL BE ADJUSTED AS APPROVED BY THE ENGINEER OF RECORD.
2. THE ANCHORAGE SYSTEM AND LENGTH OF PROJECTING PRESTRESSING STEEL AT THE DEAD END ANCHORAGES SHALL PERMIT JACKING WITH THE SAME JACKING EQUIPMENT THAT WAS USED ON THE LIVE END.
3. DEVIATIONS FROM THE CONSTRUCTION SEQUENCE, DUCT PATTERN, DUCT SIZE, AND STRAND SIZE SHOWN SHALL BE APPROVED BY THE ENGINEER OF RECORD.
4. STRANDS SHALL BE LOW-RELAXATION MEETING THE REQUIREMENTS OF ASTM A416 GRADE 270 AND PLASTIC POST-TENSIONING DUCTS SHALL BE USED.
5. FURNISHING AND INSTALLING THE POST-TENSIONING SYSTEM AS DETAILED IN THE PLANS SHALLBE IN ACCORDANCE WITH ITEM 426 "PRESTRESSING".
   GROUT MUST BE PREPACKAGED AND MEET THE REQUIREMENTS OF DMS-4670 "GROUTS FOR POST-TENSIONING".

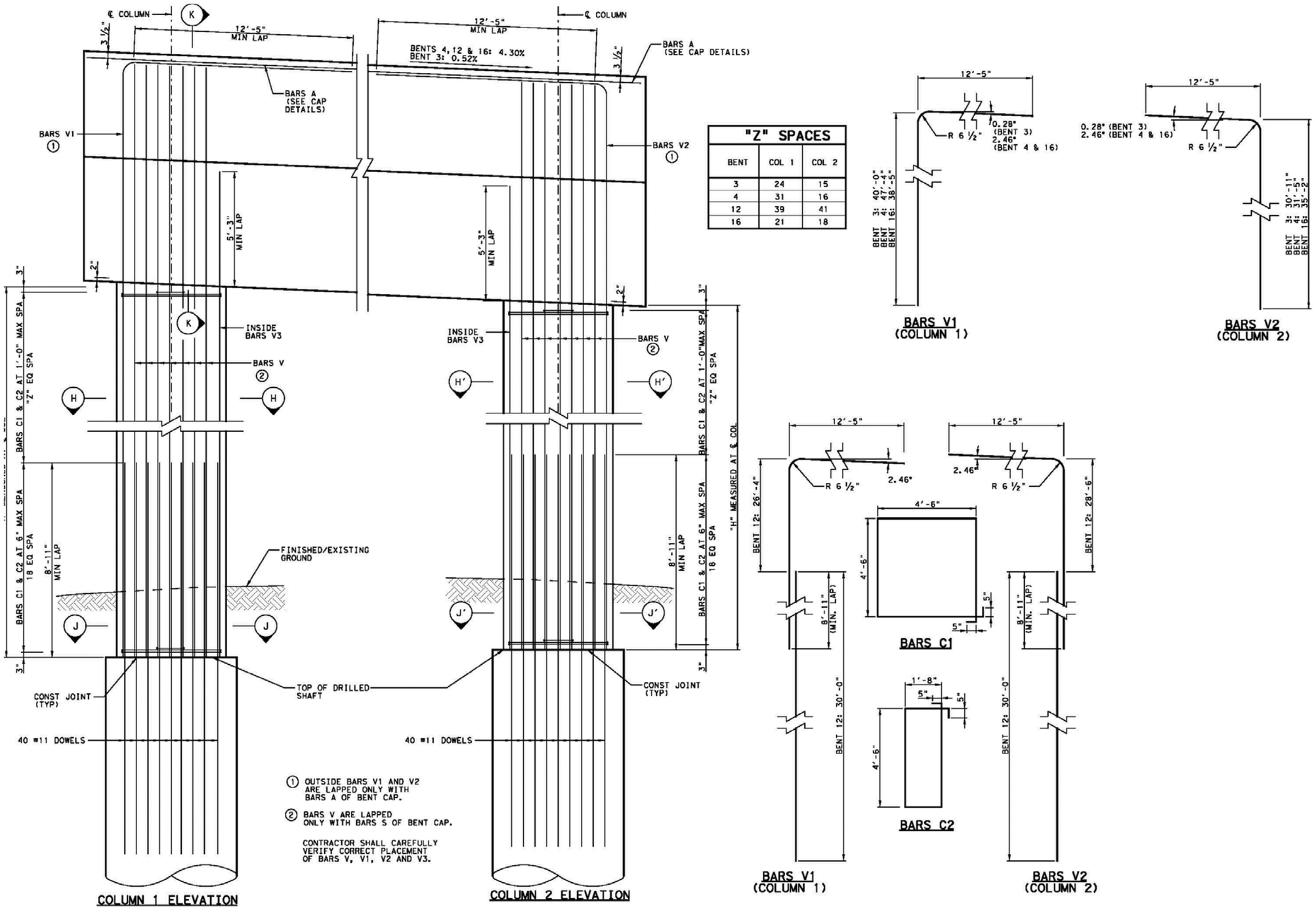
DESIGN:

6. FRICTION LOSS IS BASED ON μ=0.14/RAD, K=0.0002/FT AND ANCHOR SET IS ASSUMED TO BE 0.25" AT THE JACKING END.
   LOSSES DUE TO ELASTIC SHORTENING, STEEL RELAXATION AND LONG TERM LOSSES ARE ESTIMATED TO BE 29.23 KSI PER EACH TENDON.
7. DUCT PARABOLIC PATTERN AS SHOWN. FOLLOWING STRESSING DATA WAS ASSUMED IN THE DESIGN:
   7.1. TENDONS:
   5.35" O.D. DUCTS WITH 31~0.6" DIAMETER LOW RELAXATION STRANDS.
   Pjack= 1362.22 KIPS PER TENDON.
   Asmin= 6.73 IN2 PER TENDON.
   STRESS PRIOR TO TRANSFER = 202.5 KSI (75% OF TENSILE STRENGTH).
   STRESS AT ANCHORAGES INMEDIATELY AFTER ANCHOR SET=189 KSI (70% OF TENSILE STRENGTH).
8. BENT CAP CONCRETE SHALL BE CLASS "H" CONCRETE.
   f'c (MIN)=6500 PSI AT 28 DAYS COMPRESSIVE STRENGTH
   f'ci (MIN)=5500 PSI AT STRESSING.

PRESTRESSING NOTES:

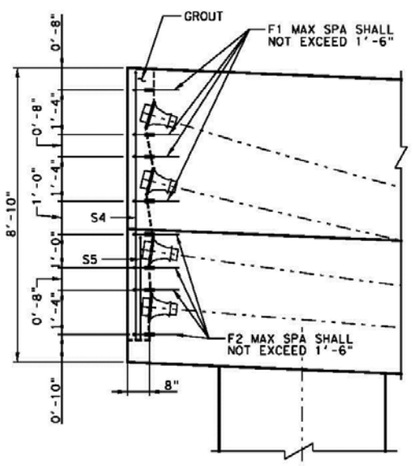
9. SEE BENT 16 CAP DETAILS FOR BLOCKOUT DETAILS
10. SINGLE END STRESSING SHALL BE PERFORMED FROM THE JACKING END ANCHORAGE ONLY.
11. EACH TENDON SHALL BE JACKED TO 100% OF THE REQUIRED JACKING FORCE BEFORE JACKING THE NEXT TENDONS.
    PARTIAL JACKING SHALL NOT BEPERFORMED UNLESS APPROVED BY THE ENGINEER OF RECORD.
12. CONSTRUCTION / STRESSING SEQUENCE:
    DEVIATIONS FROM THE JACKING SEQUENCE MUST BE APPROVED BY THE ENGINEER OF RECORD.
    STAGE 1: CONSTRUCT STRADDLE BENT CAP. NOTE: FORMS MUST REMAIN IN PLACE UNTIL FULL JACKING IS ACHIEVED IN EACH TENDON IN STAGE 2.
    STAGE 2: JACK TENDONS (JACK SEQUENCE: A3, B3, B2, A2, A4, B4, B1 & A1).
    STAGE 3: ERECT PRECAST SUPERSTRUCTURE BEAMS, AND CAST BRIDGE SUPERSTRUCTURE DECK.
13. CGS IS THE CENTER OF GRAVITY OF ALL TENDON STRANDS IN FULLY TENSIONED POSITION.
14. POST-TENSIONING CONTRACTOR TO SUBMIT ELONGATION CALCULATIONS FOR REVIEW PRIOR TO GROUTING OF DUCTS.
15. THE POST-TENSIONING DUCT MINIMUM RADIUS IS 44.52 FEET.
16. DISTANCES BETWEEN PRESTESSING ANCHORAGES AND STRESS IN CONCRETE AT ANCHORAGES NEED TO BE CHECKED BY MANUFACTURER.

Plano 3.5. Esquema de armado de los pilares de apoyo del dintel 16.

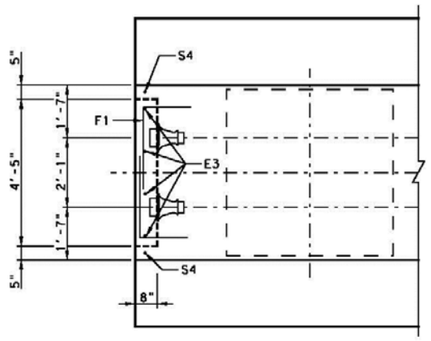


"Z" SPACES		
BENT	COL 1	COL 2
3	24	15
4	31	16
12	39	41
16	21	18

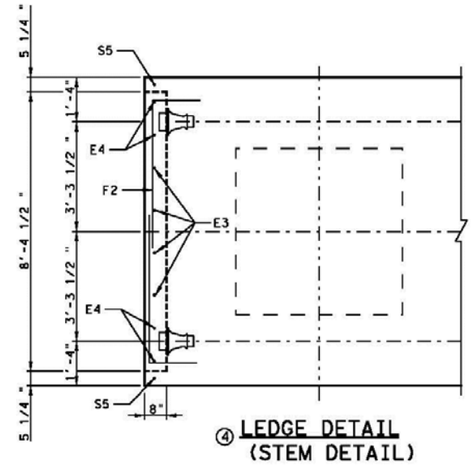
Plano 3.6. Esquema del anclaje de los tendones de post-tesado y del solape entre barras de armado.



DETAIL A ④



④ TOP VIEW
(STEM DETAIL)



④ LEDGE DETAIL
(STEM DETAIL)

TABLE OF BENT CAP 16 QUANTITIES					
BAR	No.	SIZE	LENGTH	WEIGHT	
A	10	#11	143'-10"	7,642	①
B	12	#11	135'-9"	8,655	②
M	363	#8	27'-6"	26,653	
N	156	#6	10'-1"	2,363	
S	363	#7	28'-10"	21,394	
S1	76	#7	19'-10"	3,081	
S2	76	#7	10'-2"	1,579	
S3	363	#7	23'-4"	17,313	
S4	2	#7	28'-10"	118	
S5	2	#8	27'-6"	147	
P1	152	#6	6'-1"	1,389	
P2	152	#6	10'-1"	2,302	
T	34	#8	126'-9"	11,506	③
E1	55	#5	5'-2"	296	
E2	33	#5	6'-2"	212	
E3	8	#5	8'-1"	67	
E4	8	#5	3'-3"	27	
F1	16	#4	4'-2"	45	
F2	16	#4	6'-2"	66	
D	4	1 1/4"	1'-8"	27	
REINFORCING STEEL				LB	104,882
CLASS "H" CONCRETE				CY	282.5
POST-TENSIONING (GROUTED)				MKF	1,326.8

GENERAL NOTES

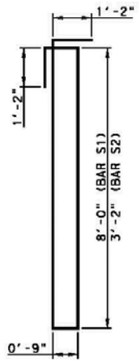
1. CONCRETE STRENGTH
   CLASS "H"
   f'c= 6500 psi
   f'ci= 5500 psi
2. BARS A TO BE LAPPED MIDWAY BETWEEN THE COLUMNS.
3. SEE SHEET 2 OF 4 BENT 16 FOR CAP SECTION DETAILS.
4. SEE SHEET 2 OF 4 BENT 16 FOR PEDESTAL DETAILS.

① INCLUDES 12'-5" LAPS

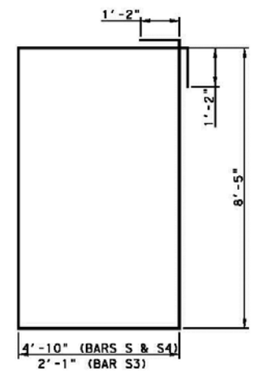
② INCLUDES 7'-2" LAPS

③ INCLUDES 2'-8" LAPS

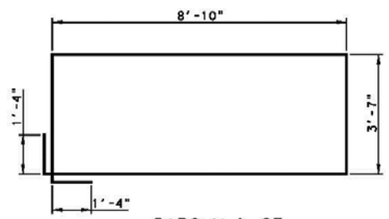
④ SPIRAL REINFORCING NOT SHOWN FOR CLARITY. TO BE SUPPLIED BY POST-TENSIONING MANUFACTURER.



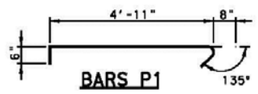
BARS S1 & S2
(BARS S1 SHALL BE ORIENTED WITH HOOKS OPPOSITE OF BARS S)



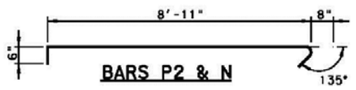
BARS S, S3 & S4
(BARS S SHALL BE ORIENTED WITH HOOKS AT TOP OF CAP)



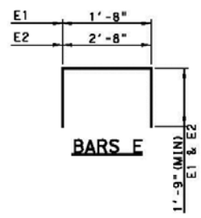
BARS M & S5
(BARS M SHALL BE ORIENTED WITH HOOKS AT BOTTOM OF CAP)



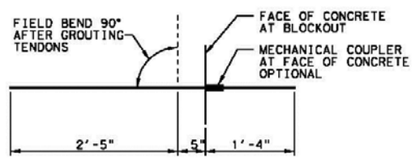
BARS P1



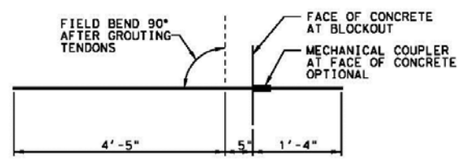
BARS P2 & N



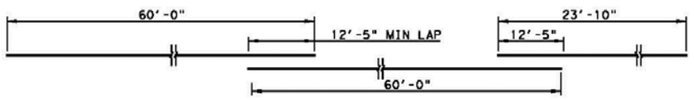
BARS E



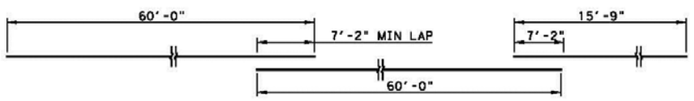
BARS F1



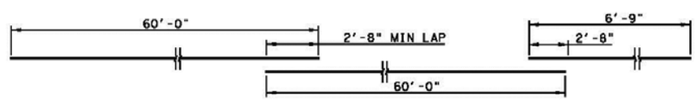
BARS F2



BARS A

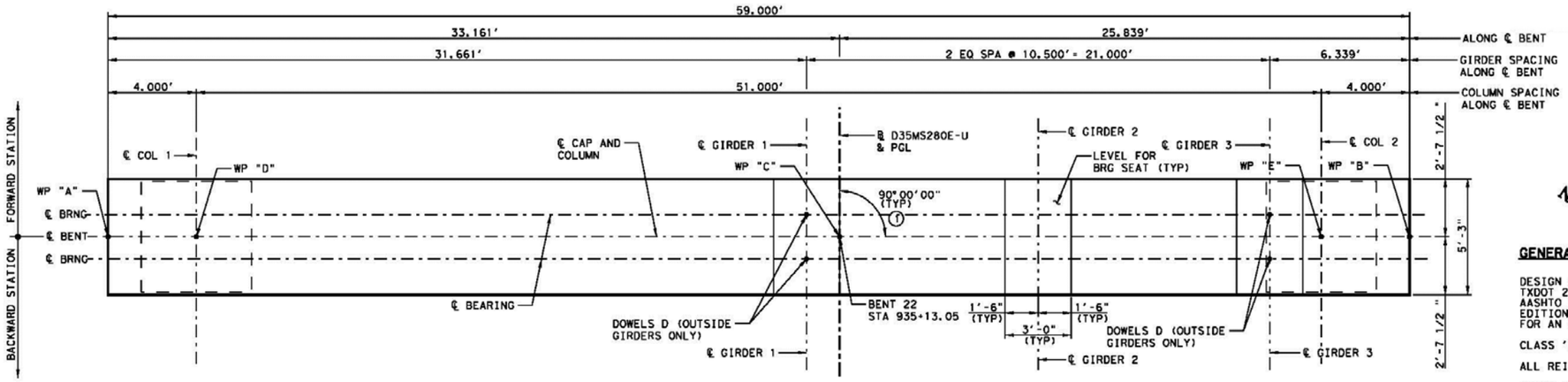


BARS B



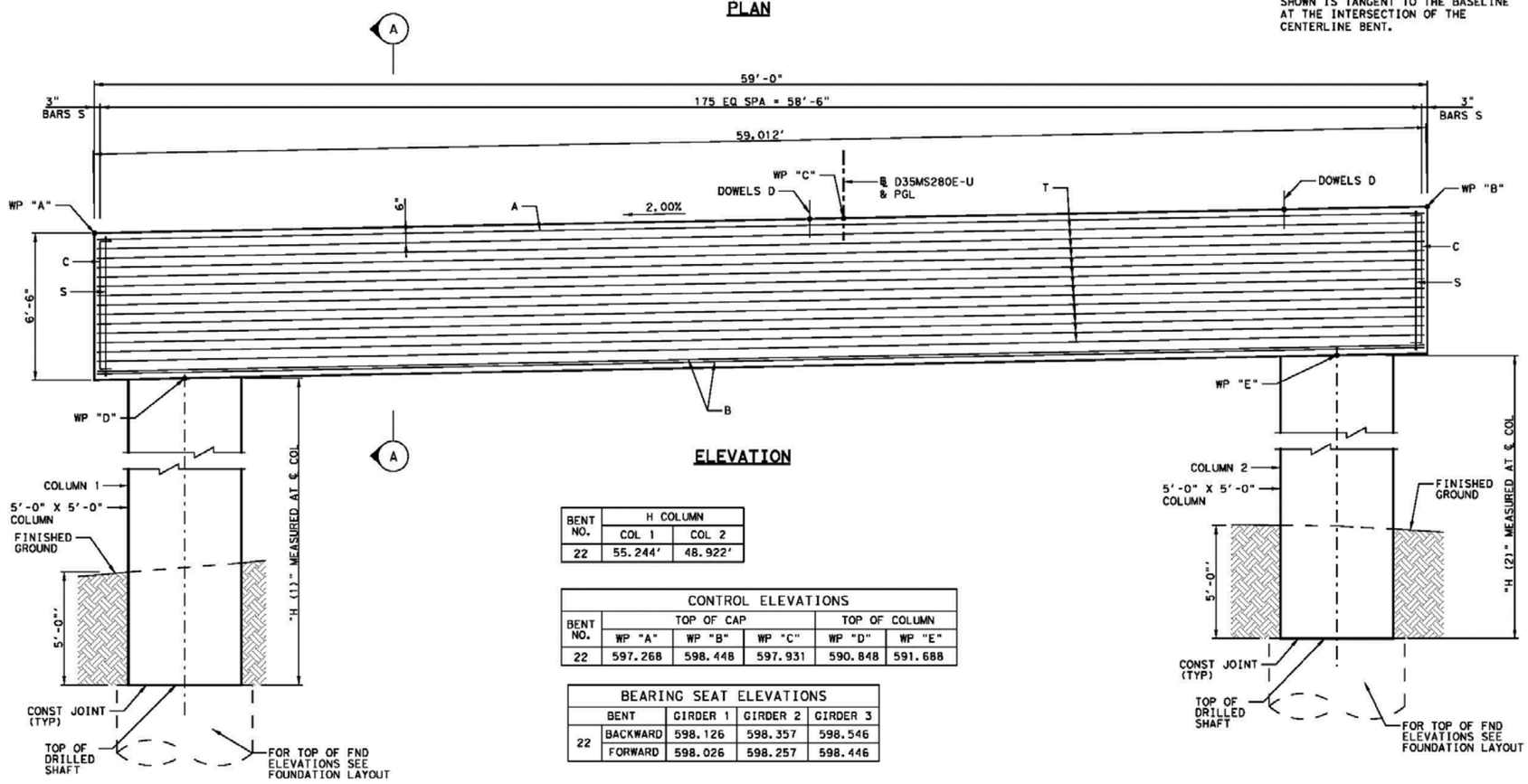
BARS T

Plano 4.1. Planta y alzado del dintel 22.



PLAN

① IN HORIZONTAL CURVES THE ANGLE SHOWN IS TANGENT TO THE BASELINE AT THE INTERSECTION OF THE CENTERLINE BENT.



ELEVATION

BENT NO.	H COLUMN	
	COL 1	COL 2
22	55.244'	48.922'

CONTROL ELEVATIONS					
BENT NO.	TOP OF CAP			TOP OF COLUMN	
	WP "A"	WP "B"	WP "C"	WP "D"	WP "E"
22	597.268	598.448	597.931	590.848	591.688

BEARING SEAT ELEVATIONS			
BENT	GIRDER 1	GIRDER 2	GIRDER 3
22 BACKWARD	598.126	598.357	598.546
22 FORWARD	598.026	598.257	598.446

GENERAL NOTES

DESIGN IN ACCORDANCE WITH THE FA, TXDOT 2011 BRIDGE DESIGN MANUAL AND AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS, 5TH EDITION WITH ALL INTERIM SPECIFICATIONS FOR AN HL93 LOADING.

CLASS 'C' CONCRETE STRENGTH f'c = 3,600 psi.

ALL REINFORCING SHALL BE GRADE 60.

REBAR DIMENSIONS ARE CENTER TO CENTER, UNLESS NOTED OTHERWISE.

REINFORCING STEEL CLEARANCE IS MEASURED TO THE OUTSIDE DIAMETER OF THE BAR.

FOR FOUNDATION DETAILS SEE FD (MOD) STANDARD AND ANY FOUNDATION DETAILS INCLUDED WITHIN THIS BRIDGE.

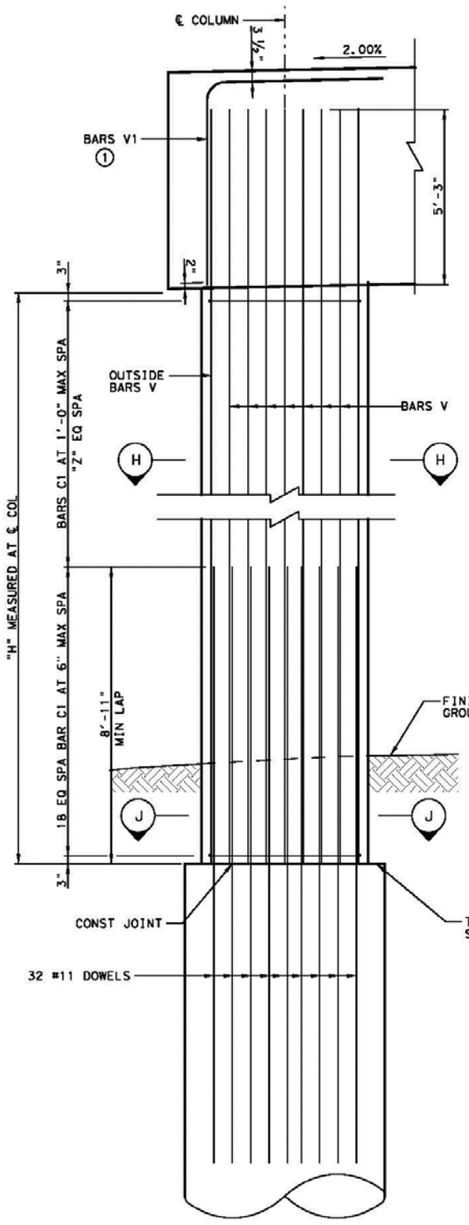
FOR TOP OF FOUNDATION ELEVATIONS SEE FOUNDATION LAYOUTS.

SEE FOUNDATION LAYOUT FOR FOUNDATION TYPE.

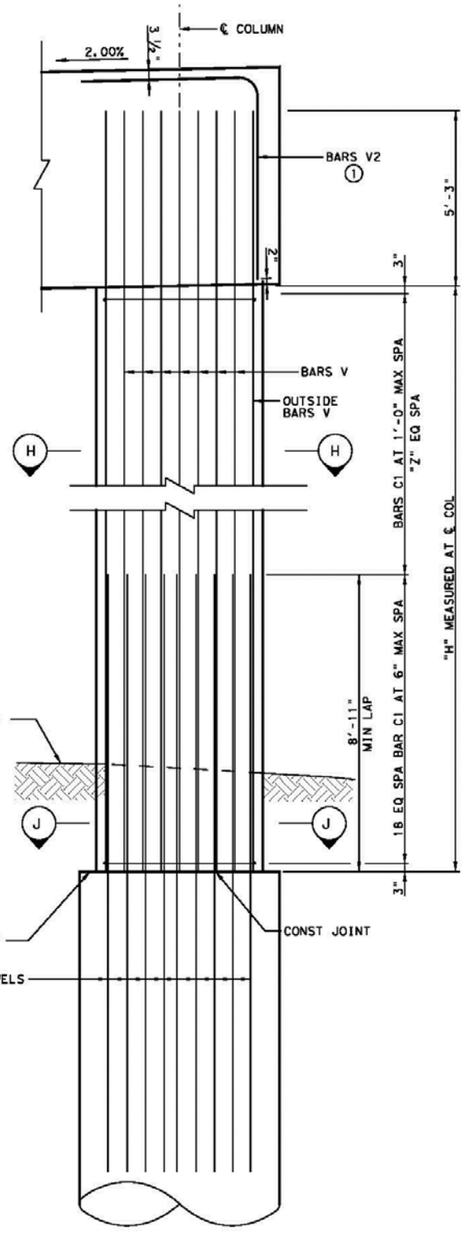
SEE BENT DETAILS SHEETS FOR SECTIONS AND BENT DETAILS.

HL93 LOADING

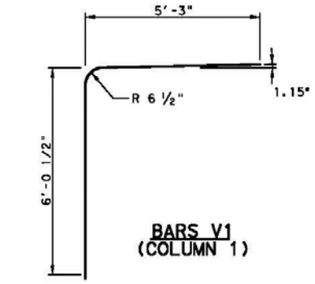
Plano 4.2. Esquema de armado de los pilares de apoyo del dintel 22.



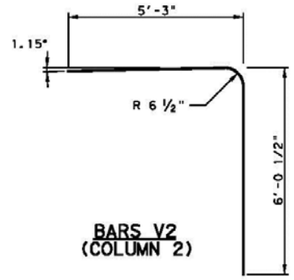
COLUMN 1 ELEVATION



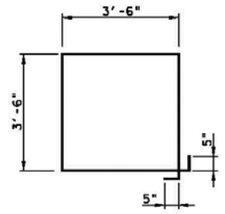
COLUMN 2 ELEVATION



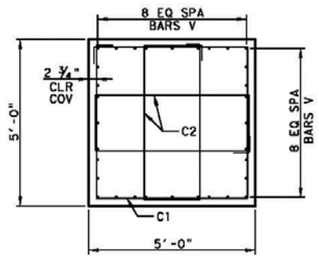
BARS V1
(COLUMN 1)



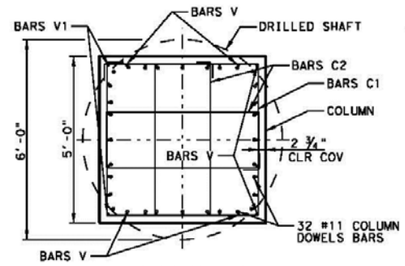
BARS V2
(COLUMN 2)



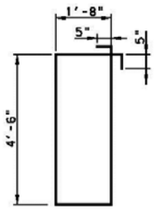
BARS C1



SECTION H-H



SECTION J-J



BARS C2

HL93 LOADING

	"Z" SPACES	
BENT	COL 1	COL 2
21	45	41
22	47	40

TABLE OF BENT 21 COLUMN QUANTITIES

BENT	COLUMN	"H" (FT)	CLASS "C" CONC (CY)	BAR	NO.	SIZE	LENGTH (FT)	WEIGHT (LB)
21	1	54.03	50.0	C1	64	#4	18'-10"	805
				C2	128	#4	13'-3"	1,133
				V	32	#11	59'-4"	10,088
				V1	9	#11	11'-4"	542
	2	49.86	46.2	C1	60	#4	18'-10"	755
				C2	120	#4	13'-3"	1,062
				V	32	#11	55'-2"	9,379
				V2	9	#11	11'-4"	542
							TOTAL ②	24,306

TABLE OF BENT 22 COLUMN QUANTITIES

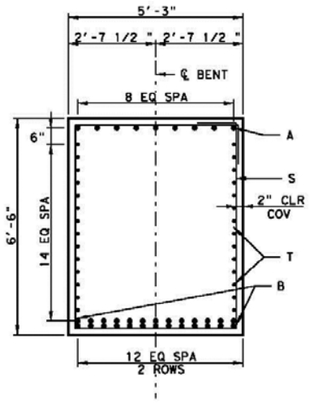
BENT	COLUMN	"H" (FT)	CLASS "C" CONC (CY)	BAR	NO.	SIZE	LENGTH (FT)	WEIGHT (LB)
22	1	55.24	51.2	C1	66	#4	18'-10	830
				C2	132	#4	13'-3	1,168
				V	32	#11	67'-8	11,504 ②
				V1	9	#11	11'-4	542
	2	48.92	45.3	C1	59	#4	18'-10	742
				C2	118	#4	13'-3	1,044
				V	32	#11	54'-3	9,223
				V2	9	#11	11'-4	542
							TOTAL ③	25,597

① BARS V1 AND V2 ARE LAPPED ONLY WITH OUTSIDE BARS V OF BOTH COLUMNS. CONTRACTOR SHALL CAREFULLY VERIFY CORRECT PLACEMENT OF BARS V1 AND V2.

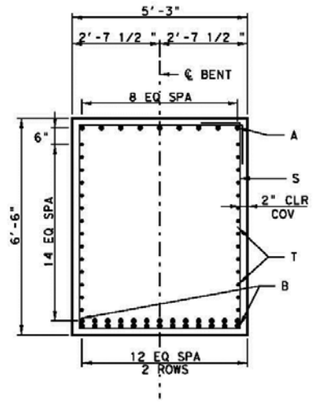
② INCLUDES 7'-2" LAP

③ FOR CONTRACTORS INFORMATION ONLY

Plano 4.3. Esquema de armado de la sección transversal del dintel 22.



SECTION A-A BENT 21



SECTION A-A BENT 22

TABLE OF BENT CAP QUANTITIES - BENT 21

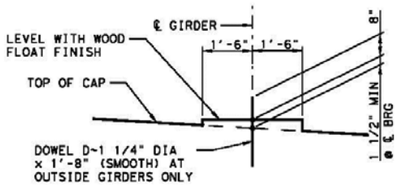
Bar	No.	SIZE	LENGTH	WEIGHT
A	9	#11	55'-2"	2,638
B	26	#11	55'-2"	7,621
S	165	#6	23'-10"	5,907
T	28	#6	55'-2"	2,320
C	9	#5	7'-0"	66
E1	15	#5	5'-2"	81
E2	9	#5	6'-2"	58
REINFORCING STEEL ①			LB	18,691
CLASS "C" CONCRETE			CY	70.1

TABLE OF BENT CAP QUANTITIES - BENT 22

Bar	No.	SIZE	LENGTH	WEIGHT
A	9	#11	58'-8"	2,805
B	26	#11	58'-8"	8,104
S	176	#6	23'-10"	6,300
T	28	#6	58'-8"	2,467
C	9	#5	7'-0"	66
D	4	1 1/4DIA	1'-8"	27
REINFORCING STEEL ①			LB	19,769
CLASS "C" CONCRETE			CY	74.6

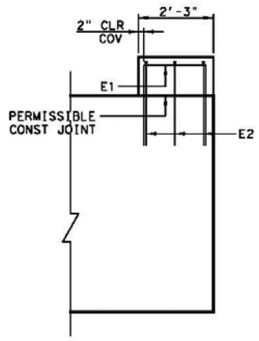
① FOR CONTRACTORS INFORMATION ONLY.

② PLACE PEDESTAL AT THE BACKWARD HALF OF BENT CAP 21 AT ALL GIRDERS.



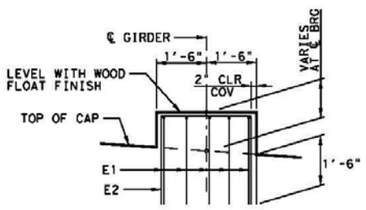
BEARING SEAT DETAIL

DOWELS ONLY AT BENT 22
(BEARING SURFACE SHALL BE CLEAN AND FREE OF ALL LOOSE MATERIAL BEFORE PLACING BEARING PAD)



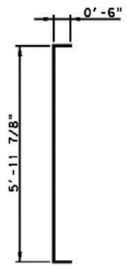
PEDESTAL SECTION ②

(BEARING SURFACE SHALL BE CLEAN AND FREE OF ALL LOOSE MATERIAL BEFORE PLACING BEARING PAD)

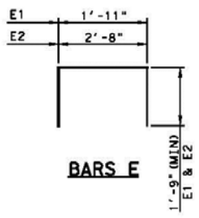


PEDESTAL ELEVATION ②

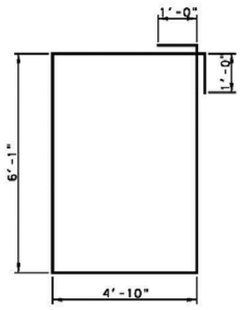
(FOR BEARING SEAT BUILDUPS > 3" TO 12")



BARS C



BARS E



BARS S