

Estudio del comportamiento de los estribos de un puente viga-losa sometido a cargas explosivas bajo un análisis lineal

Tomás Felipe Rios Burgos

Trabajo de Grado para Optar el Título de ingeniero civil

Director

Homer Armando Buelvas Moya

MSc. en ingeniería estructural

Universidad Industrial de Santander
Facultad de ingenierías fisicomecánicas
Escuela de ingeniería civil
Bucaramanga

2020

Agradecimientos

A mis padres Eliana Burgos y Alexander Rios, mi hermano Simón Rios y toda mi familia, gracias a los cuales he conseguido culminar exitosamente esta etapa de mi vida. Gracias por todo su esfuerzo y apoyo durante mi formación personal.

Al profesor Homer Armando Buelvas Moya por su apoyo y colaboración en la realización de este proyecto.

Tabla de Contenido

	Pag.
Introducción	10
1. Objetivos.....	12
1.1 Objetivo general.....	12
1.2 Objetivos específicos	12
2. Cuerpo del trabajo.....	13
2.1 Marco referencial	13
2.1.1 Ppuente.....	13
2.1.2 Superestructura	13
2.1.3 Subestructura.....	13
2.1.3.1 Estribos	13
2.1.3.2 Pilares.....	14
2.1.4 Carga explosiva.....	14
2.1.5 Equivalencia en tnt.....	14
2.1.6 Cantidad de carga explosiva	15
2.1.7 Tipo de detonación.....	16
2.1.8 Ecuación de friedlander	16
2.1.9 Ley de escalado.....	17
2.1.10 Parámetros de la onda de choque.....	18
2.1.11 Parámetros de kingery-bulmash.....	18
2.1.12 Coeficiente de decaída b	18
2.2 Método	19

2.2.1 Materiales.....	19
2.2.2 Propiedades del relleno	19
2.2.3 Combinaciones de carga	20
2.2.4 Estribos tipo	20
2.2.5 Cantidad de explosivo utilizado.....	22
2.2.6 Tipo de detonación.....	23
2.2.7 Modelamiento de la carga explosiva.....	23
2.2.7.1 Casos de análisis	23
2.2.7.2 Obtención de los parámetros de la onda de choque.....	24
2.2.7.3 Distribución de presiones.....	26
2.3 Resultados	29
2.3.1 Respuesta estructural del estribo tipo sin cargas explosivas.....	29
2.3.2 Respuesta estructural del estribo tipo para los casos de análisis a y b.....	29
2.3.3 Respuesta estructural del estribo tipo para los casos de análisis c.....	30
2.3.4 Análisis de demanda capacidad en el caso de análisis c	31
2.3.5 Respuesta estructural del estribo tipo para los casos de análisis d	32
2.3.6 Análisis de demanda capacidad en el caso de análisis d.....	34
3. Conclusiones.....	35
4. Recomendaciones	37
Referencias bibliográficas.....	38

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Equivalencia de TNT.....	15
Tabla 2. Cantidad de carga explosiva según el tipo de vehículo	15
Tabla 3. Tipos de detonaciones.....	16
Tabla 4. Historial de algunos atentados en Bogotá.....	22
Tabla 5. Solicitaciones máximas en el estribo sin cargas explosivas	29
Tabla 6. Tiempos de análisis con código de colores para el caso C	30
Tabla 7. Tiempos de análisis con código de colores para el caso D.....	33

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Ecuación presión vs tiempo [Friedlander].....	17
Figura 2. Dimensiones del estribo	21
Figura 3. Disposición de la armadura del estribo	22
Figura 4. Casos de análisis.....	24
Figura 5. Parámetros onda de choque de la fase positiva por Kingery-Bulmash	25
Figura 6. Leyenda de los parámetros onda de choque de la fase positiva	25
Figura 7. Variación de la presión a través del tiempo del caso C.....	27
Figura 8. Variación de la presión a través del tiempo del caso D.....	27
Figura 9. Variación de la presión a través del tiempo del caso C en LS-DYNA.....	28
Figura 10. Variación de la presión a través del tiempo del caso D en LS-DYNA	28
Figura 11. Distribución de la presión en el caso C modelado en LS-DYNA	28
Figura 12. Momento EE2 a través del tiempo para el caso de análisis C.....	31
Figura 13. Cortante EE2 a través del tiempo para el caso de análisis C.....	31
Figura 14. DC del momento EE2 a través del tiempo para el caso de análisis C.....	32
Figura 15. DC del cortante EE2 a través del tiempo para el caso de análisis C	32
Figura 16. Momento EE2 a través del tiempo para el caso de análisis D.....	33
Figura 17. Cortante EE2 a través del tiempo para el caso de análisis D.....	34
Figura 18. DC del momento EE2 a través del tiempo para el caso de análisis D.....	34
Figura 19. DC del cortante EE2 a través del tiempo para el caso de análisis D.....	35

Lista de Apéndices

Ver apéndices adjuntos y pueden ser consultados en la base de datos de la Biblioteca UIS

Apéndice A. Cálculos, análisis y diseño sobre el estribo en Excel.

RESUMEN

Título: Estudio del comportamiento de los estribos de un puente viga-losa sometido a cargas explosivas bajo un análisis lineal*

Autor: Tomás Felipe Rios Burgos**

Palabras Clave: Puente, Estribo, Carga explosiva, carga dinámica, comportamiento ante cargas explosivas.

Descripción:

Los puentes son estructuras primordiales en la infraestructura de un país dado que los mismos son los encargados de unir vías, caminos o ciudades, sin embargo, son puntos clave en la guerra contra el terrorismo ya que son una de las estructuras más atacadas. La subestructura es una de las partes afectadas por eventos explosivos, ya que, al colapsar, los estribos o cimentaciones de un puente ocasionarían el colapso inmediato de la superestructura. Este fenómeno es abordado por el código colombiano de puentes (CCP-14), sin embargo, sin una instrucción específica y detallada sobre cómo afrontar cargas de tipo explosiva en la subestructura. Este artículo pretende realizar un estudio sobre el comportamiento de un estribo convencional de un puente viga losa tipo de 18 [m] de longitud en concreto reforzado ante una carga explosiva específica variando su posición longitudinalmente en el eje central de la sección del puente tanto en la parte superior de la losa como en la parte inferior del puente, concentrándonos en los denominados casos C y D en la parte inferior del puente, ubicando una carga dinámica que simula la explosión en la mitad de la longitud y a una distancia de 1.75 [m] al estribo. Realizando el análisis de demanda capacidad del estribo ante estas solicitaciones se obtuvo que el desempeño de un estribo convencional ante cargas explosivas no es adecuado teniendo cifras de demanda capacidad de hasta 31.55 y 128.22 para momento flector y cortante respectivamente en el tiempo inicial aproximado de 0 [s] después de la detonación de la carga, lo cual advierte el colapso de la estructura

* Trabajo de Grado

** Facultad de ingenierías fisicomecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director: Homer Armando Buelvas Moya. MSc. en ingeniería estructural.

ABSTRACT

Title: Study of the behavior of a abutments of a slab girder bridge against to explosive loads under a linear analysis*

Author: Tomás Felipe Rios Burgos**

Key Words: Bridge, abutment, explosive load, dynamic loads, behavior against explosive loads.

Description:

Bridges are primordial structures in the infrastructure of a country, as they are the responsible to connect roads or cities becoming very important economic assets for stability of a country, this converts them into important spots in the war against the terrorism, because are one of the most attacked structures. The substructure is one of the most affected parts by explosive events, because when collapsed the abutments or the foundation of the bridge would the immediately collapse of the superstructure. This phenomenon is approached by the Colombian bridge design code (CCP14), nevertheless without a specific and detailed instruction about how to design explosive loads into an infrastructure. This paper pretends to make a study about the behavior of a conventional abutment of an 18 [m] length reinforced concrete beam-slab bridge against a specific explosive load changing the longitudinally position in the central axis of the bridge's section both on the top side as the bot side of the bridge, concentrating on the named cases C and D on the bot side of the bridge, putting one dynamic load who simulated the explosion on the middle of the length and at a distance of 1.75 [m] to the abutment. Making the demand capacity analysis of the abutment against the solicitations it was obtained that the performance of a conventional abutment against blast loads isn't suitable having demand capacity rates until 31.55 and 128.22 for the bending moments and shear respectively on an initial time approximate of 0 [s] after the detonation of the load, which warns the collapse of the structure.

* Degree Work

** Faculty of Physicomechanical Engineering. Faculty of Physicomechanical Engineering. Advisor: Homer Armando Buelvas Moya. MSc in structural engineering.

Introducción

El diseño de puentes contempla cargas gravitacionales, sísmicas y accidentales dependiendo de la configuración geométrica, localización y uso de la estructura. La normativa americana AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) presenta una filosofía de diseño de puentes basada en la probabilidad de ocurrencia de una carga y en los distintos factores de mayoración, sin embargo, existe un vacío en los procedimientos detallados para afrontar las cargas de tipo explosiva como la ocasionada por detonaciones o accidentes de tránsito (A & N, 2008).

Esta deficiencia se expande a la normativa colombiana en el Código colombiano de diseño de puentes CCP-14 (CCP14 norma colombiana de diseño de puentes, 2014), en donde, aunque en la sección 3 expone las distintas propiedades a tener en consideración en el estudio de una carga explosiva de tipo dinámica, no tiene una instrucción específica y detallada para el diseño ante estas cargas, de la misma manera existe deficiencias claras en el diseño de la subestructura ante cargas explosivas, dado que en el diseño colombiano de puentes (CCP14 norma colombiana de diseño de puentes, 2014) no menciona la necesidad de tener en consideración estas cargas, esto posiblemente ocurre por la poca información sobre un diseño adecuado contra estas solicitaciones.

Aunque las explosiones se consideran fenómenos con potencial de producir graves impactos estructurales sobre un puente, solo recientemente las investigaciones vieron la necesidad de formular un método de diseño y evaluación de estructuras con el cual se pudiera afrontar esta problemática (Andreou, Kotsoglou, & Pantazopoulou, 2016), esto sustentado en parte por los ataques terroristas acontecidos alrededor del mundo los cuales han generado una preocupación por la seguridad en países latinoamericanos. Desde la década de los 80, Colombia ha experimentado

múltiples ataques terroristas siendo los puentes unos de los blancos más afectados (Muñoz, 2003) y que requieren una protección especial en la etapa de diseño y construcción.

En el siguiente trabajo de investigación se realizará el estudio de capacidad de un estribo de un puente tipo viga-losa de concreto reforzado de una sola luz de ancho 9.15 [m] y altura de 5 [m] desde la cimentación, Teniendo en cuenta el estudio sobre un puente tipo para aplicar las cargas producidas por la explosión. Se desarrollará el uso de modelos matemáticos por los cuales se podrá observar el comportamiento del estribo bajo los efectos de la carga explosiva en distintos casos de detonación variando la posición de la carga y analizando el desempeño de un estribo diseñado convencionalmente ante estas cargas y efectos de la flexión y el cortante.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Estudiar el comportamiento de los estribos principales de un puente tipo viga-losa de una luz sometidos a cargas explosivas mediante análisis lineal.

1.2 Objetivos Específicos

- Plantear un modelo de un puente viga-losa de una luz en concreto reforzado teniendo en consideración las dimensiones y verificaciones de los estribos principales.
- Aplicar un método de análisis lineal por el cual se simule el efecto de una carga explosiva sobre la infraestructura de los estribos.
- Comparar la capacidad inicial y final de los estribos de un puente viga-losa generado por la aplicación de diferentes tipologías de cargas explosivas.

2. Cuerpo del Trabajo

2.1 Marco Referencial

2.1.1 Puente

Es una estructura que permite la continuidad de una vía a través de un obstáculo natural o artificial. La vía puede ser peatonal, una carretera, calle o avenida, una vía de ferrocarril acueducto o canal, y los puentes tubo. El obstáculo puede ser natural clásicamente un río o quebrada, lago, o mar. El obstáculo artificial puede ser una carretera o calle o avenida u otra construcción hecha por el hombre (García Rosell, 2006).

2.1.2 Superestructura

Es la parte en contacto con el tráfico, consiste en un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras. Al sistema de piso se le denomina comúnmente tablero. Las vigas longitudinales pueden tener diversas secciones transversales, así como las armaduras ser de distintos tipos (García Rosell, 2006):

2.1.3 Subestructura

Soportan a la superestructura integrándose (monolíticamente o no) a veces con ella, tienen como función servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a las cimentaciones y de estas al terreno de cimentación. Se distinguen dos tipos de subestructuras (García Rosell, 2006):

2.1.3.1 Estribos. Son las subestructuras soportes en los extremos del puente. Generalmente de concreto ciclópeo o armado o también sistemas de tierra armada o reforzada y en algunos casos gaviones. (García Rosell, 2006)

2.1.3.2 Pilares. Son las subestructuras de soporte interior en el lecho o cerca al lecho del río generalmente. Son de concreto armado o de estructura metálica o de una combinación de ambos materiales. También puede ser una combinación de concreto armado y concreto postensado (García Rosell, 2006).

2.1.4 Carga explosiva

La detonación de una carga explosiva es una reacción química que genera una liberación repentina de energía la cual se disipa violentamente por medio de una onda de choque (Williamson, Bayrak, Williams, & Davis, 2010).

El tamaño, la forma, la ubicación y el tipo de carga explosiva determina la intensidad de la fuerza de estallido producida por la explosión. Para efectos de comparación, toda carga explosiva se convierte típicamente en su peso equivalente en TNT. La distancia de la explosión hace referencia a la distancia entre el centro de masa de la carga explosiva y el objetivo, debido a la dispersión de la onda en la atmosfera, un aumento en la distancia de la explosión ocasiona que la presión pico de la onda decrezca al cubo de la distancia. La ubicación de la explosión determina los efectos de amplificación de la onda sobre la estructura y también determina la severidad de los daños causados (CCP14 norma colombiana de diseño de puentes, 2014).

2.1.5 Equivalencia en TNT

Los explosivos pueden ser clasificados según sus componentes, la composición del explosivo puede afectar sobremanera en el efecto sobre la estructura en el momento de la detonación, es por esto por lo que se utiliza la equivalencia en TNT con la cual se puede realizar una comparación entre distintos tipos de explosivos y el TNT (Trinitrotolueno) que es el tipo de explosivo empleado en las distintas normas, a continuación, se mostrarán algunas de las equivalencias más comunes (Neri Larios , 2011).

Tabla 1.*Equivalencia de TNT*

Explosivo	Equivalencia
TNT	1
Torpex	1.667
C4	1.34
RDX	1.185
PENT	1.282
Pentolita 50/50	1.129
Dinamita	1.3
Semtex	1.25

2.1.6 Cantidad de carga explosiva

Para la realización de caracterización de la carga explosiva es necesario conocer la cantidad de masa de explosivo que será detonada, esta cantidad fue obtenida gracias a las cantidades estimadas por (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015), el cual determino distintas cantidades de carga explosiva dependiendo del tipo de vehículo que las transporta.

Tabla 2*cantidad de carga explosiva según el tipo de vehículo*

Tipo de vehículo	Masa en TNT
Maletero de carro compacto	115
Maletero de carro grande	230
Furgoneta	680
Camión	2270
Camión de remolque	13610
Camión de dos remolques	27220

2.1.7 Tipo de detonación

Las detonaciones pueden dividirse en dos tipos según el confinamiento de la carga, y también pueden ser divididas con base en la posición de la carga con respecto a la estructura, por lo que se tendrían seis distintos tipos de detonaciones (Neri Larios , 2011).

Tabla 3

Tipos de detonaciones

Confinamiento de la carga	Categoría
No confinada	Detonación al aire libre
	Detonación en el aire
	Detonación en superficie
Confinada	Totalmente Ventilada
	Parcialmente ventilada
	Totalmente confinada

2.1.8 Ecuación de Friedlander

En la literatura existen varias formulaciones con las cuales se puede caracterizar la forma de la distribución temporal de la presión, una es la distribución de friedlander la cual permite hallar presiones en distintos puntos en el tiempo (Neri Larios , 2011). La distribución de presiones temporal de friedlander se puede expresar mediante la ecuación:

$$P(x) = P_{so} \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) e^{-b \frac{t}{t_0}} \quad (1)$$

Donde:

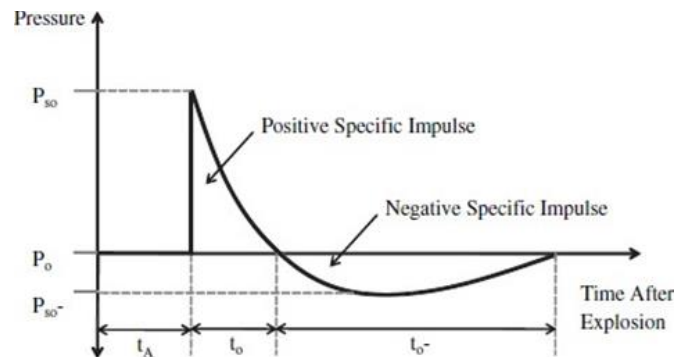
P_{so} : es la presión máxima que alcanza la detonación en un periodo corto de tiempo.

t_0 : es la duración de la fase positiva.

b : es un coeficiente que controla la decaída de la presión de la onda.

Figura 1

Ecuación presión vs tiempo [Friedlander]



Donde:

P_{s_0} : es la presión máxima incidente de la onda de choque.

t_0 : es la duración de la fase positiva de la onda de choque.

P_0 : es la presión ambiental del sistema.

$P_{s_{0-}}$: es la presión mínima de la fase negativa de la onda de choque

t_A : es el tiempo que demora la onda de choque en llegar al punto evaluado.

t_{0-} : es la duración de la fase negativa de la onda de choque.

2.1.9 Ley de escalado

La ley de escalado de raíz cúbica establece que, si una detonación ocurre a una distancia, R_1 ; con una carga, W_1 ; una segunda explosión con carga, W_2 ; generará la misma sobre presión a un radio, R_2 , como resultado de la siguiente relación (Neri Larios , 2011),El parámetro, λ , es conocido como el factor de rendimiento explosivo.

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{W_1^{1/3}}{W_2^{1/3}} = \lambda \quad (2)$$

Los parámetros de la ecuación de presión están dados en función de la distancia escalada, la cual se puede expresar de la siguiente manera:

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (3)$$

El uso de la distancia escalada, Z , permite un forma compacta y eficiente de representar los parámetros de la onda de choque, para un rango amplio de situaciones (Neri Larios , 2011).

2.1.10 Parámetros de la onda de choque

En la literatura existen muchas relaciones para calcular los parámetros de la onda de choque de una explosión a una distancia específica, estas ecuaciones están basadas en análisis empíricos utilizando datos obtenidos de distintos experimentos con explosivos, las distintas relaciones dependen de la distancia y cantidad de la explosión (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015).

2.1.11 Parámetros de Kingery-Bulmash

Es la metodología más extensamente utilizada para la determinación de los parámetros de una explosión, este método se basa en la lectura de la figura 5 la cual tiene los distintos parámetros los cuales se pueden obtener entrando con la distancia escalada, la cual tiene que estar en un rango de $Z=0.05$ [$m/kg^{1/3}$] hasta $Z=40$ [$m/kg^{1/3}$]. Además, este método hace una diferenciación entre detonaciones ocurridas en medio del aire y detonaciones cercanas o sobre el suelo (el cual es el caso del proyecto).

2.1.12 coeficiente de decaída b

Según (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015) el coeficiente de decaída b puede obtenerse mediante dos ecuaciones, utilizar una u otra depende de la distancia escalada según cada caso, estas dos ecuaciones pueden utilizarse solo en el caso de una explosión cercana al suelo la cual genere una onda de choque de forma hemisférica (como es el caso estudiado).

$$b = 24.78 - 306.24z + 1645.19z^2 - 4457.11z^3 + 6595.02z^4 - 5302.25z^5 + 2167.89z^6 - 353.03z^7 \quad (4)$$

Coefficiente de decaída valido para $Z < 1.5 [m/kg^{1/3}]$

$$b = 0.77 + 18.78 \left[\frac{0.76}{1 + e^{-\frac{Z-1.38}{0.25}}} + \frac{1-0.76}{1 + e^{-\frac{Z-2.53}{1.36}}} \right] \quad (5)$$

Coefficiente de decaída valido para $Z > 1.5 [m/kg^{1/3}]$

2.2 Método

Para la realización del estudio se analizó el comportamiento de los estribos de un puente tipo viga-losa en concreto reforzado, simplemente apoyado con una luz de 18[m], el puente posee dos carriles de 3.6[m] de ancho, dos barreras de 40[cm] de ancho y dos bermas de 0.58[m] de ancho para un total de 9.15[m] de ancho total del tablero.

Se planteó un tablero que se soporta sobre cuatro vigas rectangulares de 0.5[m]x1.2[m] separadas equidistantemente a 2.25[m] medido de centro a centro, acopladas por tres riostras de concreto reforzado, una riostra de 0.25[m]x1.1[m] ubicada en la mitad de la luz del puente y dos más ubicadas en los apoyos de la superestructura con dimensiones de 0.25[m]x1.2[m] y con un espesor de la losa es de 0.18[m], datos obtenidos de (Rodriguez & Cortes, 2020).

2.2.1 Materiales

Para la realización del modelo del estribo tipo se utilizó un concreto con resistencia a la compresión $f'c$ de 28 [Mpa], un peso específico de 24 [kN/m³], un módulo de elasticidad de 24870.06 [Mpa] y un coeficiente de poisson de 0.2. También fue empleado un acero para el refuerzo del estribo un esfuerzo a la fluencia f_y de 420 [Mpa] y un módulo de elasticidad de 200 [Gpa].

2.2.2 Propiedades del relleno

Se asumieron algunas de las propiedades del relleno con valores típicos para suelos de relleno, se recomienda para un futuro estudio poder realizar los distintos estudios de suelos

necesarios en un suelo de relleno ubicado en un estribo, los valores adoptados son: ángulo de fricción de 32.91[grados], peso específico de 17.87[kN/m³] y una capacidad portante de 395[kN/m²], además el suelo de relleno cuenta con un módulo de balasto de 7.9 [kg/cm³], dato obtenido de (Morrison, 1993).

2.2.3 Combinaciones de carga

Para el diseño y posterior análisis del tablero y de un estribo tradicional se emplean las combinaciones expuestas en el código colombiano de puentes, para la inclusión de la carga explosiva en el análisis se utiliza la combinación de carga evento extremo 2. La aplicación de cada una de las combinaciones para el diseño del estribo y posterior análisis de la carga explosiva se encuentra detallada en el apéndice A.

$$(\gamma_p)(DC + DW + EV + EH) + 1.75(LL + IM + BR + LS) \quad (6)$$

Combinación resistencia 1

$$(\gamma_p)(DC + DW + EV + EH) + \gamma_{EQ}(LL + IM + BR + LS) + EQ \quad (7)$$

Combinación evento extremo 1

$$(DC + DW + EV + EH) + (LL + IM + BR + LS) \quad (8)$$

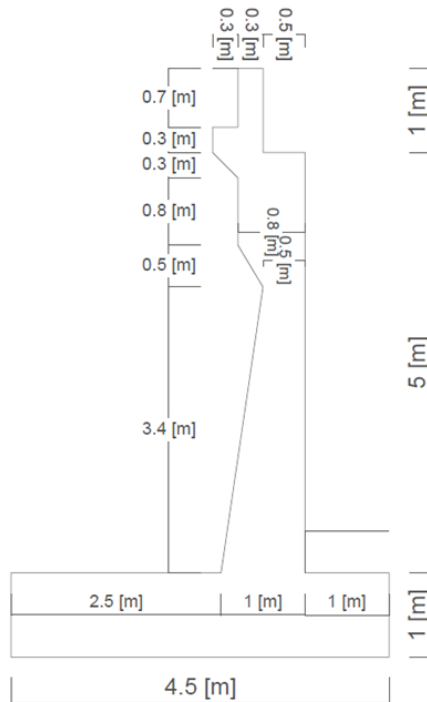
Combinación servicio 1

$$(\gamma_p)(DC + DW + EV + EH) + 0.5(LL + IM + BR + LS) + BL \quad (10)$$

Combinación evento extremo 2

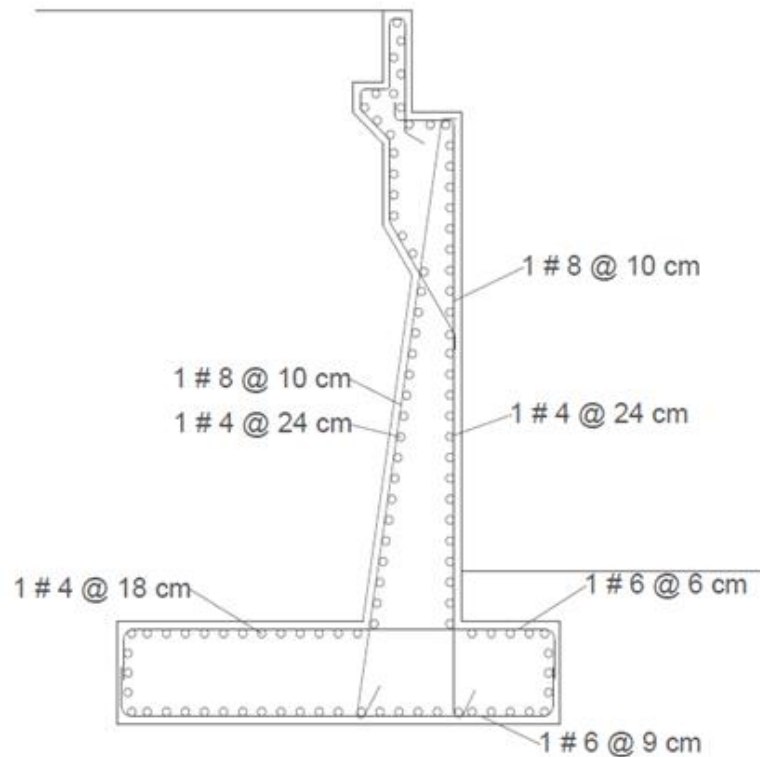
2.2.4 Estribos tipo

El tipo de estribo analizado es uno en concreto reforzado con una altura de 5[m] sin dentellón y con las demás dimensiones especificadas en el diseño y análisis de estas en el apéndice A, las dimensiones y refuerzo fueron diseñados siguiendo las recomendaciones de la norma colombiana de diseño de puentes y las recomendaciones de (Trujillo, 1993), como se puede observar en la Figura 2.

Figura 2*Dimensiones del estribo*

Para el pre-dimensionamiento se utilizaron las recomendaciones de distintos autores, así como el de (CCP14 norma colombiana de diseño de puentes, 2014), luego de evaluar las cargas y realizar las distintas combinaciones se comprobó la estabilidad de la estructura tanto a volcamiento, deslizamiento y a esfuerzos en la base, todas estas verificaciones cumpliendo la normativa se encuentra ilustrada en el apéndice A.

El reforzamiento se diseñó tanto a flexión como a corte y temperatura, se asumió un acero a flexión negativo igual al positivo para poder observar y analizar el comportamiento de esta cantidad de refuerzo ante los momentos positivos y negativos producidos por la onda de choque.

Figura 3*Disposición de la armadura del estribo***2.2.5 Cantidad de explosivo utilizado**

En la historia del terrorismo en Colombia existe gran diversidad tanto en la cantidad como en el tipo de explosivos, a continuación, en la tabla 4 se ilustrarán algunos casos, datos obtenidos de (Eltiempo, 2020):

Tabla 4*Historial de algunos atentados en Bogotá*

Año	Lugar	Explosivo	Cantidad kg	Cantidad en TNT kg
1989	Bogotá	Dinamita	500	650
1993	Bogotá	Dinamita	150	195
2003	Bogotá	C4	200	268
2015	Bogotá	Pentolita	450	508.05

Estas magnitudes se pueden explicar a que en estos incidentes los automóviles utilizados fueron completamente llenos a su máxima capacidad, para la realización de este proyecto se tomará el valor de la tabla 2 de simplemente el maletero de un automóvil pequeño el cual podría albergar 115 [kg] de carga explosiva.

2.2.6 Tipo de detonación

Según la tabla 3 y la configuración del caso analizado las detonaciones son de tipo no confinado, detonación en superficie.

2.2.7 Modelamiento de la carga explosiva

A continuación, se mostrará el desarrollo del modelamiento de la carga explosiva en los distintos casos de estudio escogidos.

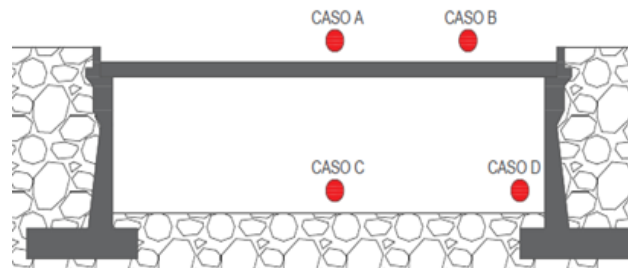
2.2.7.1 Casos de análisis. Se analizaron 4 casos de la aplicación de la carga tal como se muestra en la figura 5, cambiando la posición de la carga explosiva a lo largo del tablero del puente y en la parte inferior del mismo, el primer caso de análisis es el caso A el cual consta de una detonación en la parte superior del puente en la mitad de la luz del tablero, el segundo caso de análisis es el caso B el cual también tiene una detonación en la parte superior de la sola pero a una distancia de $1/8$ de la longitud del puente medida desde el apoyo del tablero, para estos dos casos se asumió que el efecto sobre el estribo se iba a dar por las reacciones del tablero mas no con un efecto directo de la onda de choque dado que como enseña (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015), si una detonación se lleva a cabo sobre una superficie esta podría reflejar un 80% de la energía total de la explosión, por lo que se asumirá que la incidencia en estos casos será aportada directamente de las reacciones del tablero obtenidas por (Rodriguez & Cortes, 2020), el cual fue un proyecto desarrollado como etapa preliminar a la reciente investigación.

Para el caso de análisis C se tiene la detonación en la mitad del puente como se observa en la figura 5, pero en la parte inferior del mismo, la detonación se encuentra a una altura de 0.75m que sería la mitad de la altura de un automóvil pequeño, en este caso el efecto sobre el estribo es una combinación de la reacción del tablero con un efecto directo de la onda de choque sobre el estribo.

Para el último caso, el caso D se tiene una detonación en la parte inferior del puente como se ilustra en la figura 5, pero asumiendo que el carro queda estacionado a 1 metro del estribo, por lo que la carga estaría a una distancia de 1.75 metros del estribo (1 metro + mitad del ancho de un automóvil pequeño), el efecto en este caso sería simplemente la onda de choque producida por la detonación, se asumiría que la aportación de las reacciones del tablero es nula.

Figura 4

Casos de análisis



2.2.7.2 Obtención de los parámetros de la onda de choque. La mayoría de las relaciones utilizadas se basan en el escenario de una explosión al aire libre en mitad del aire, por lo que si la explosión se encuentra cercana o sobre una superficie (como puede ser el suelo) se suele multiplicar por un factor de 1.8 a la carga explosiva para el cálculo de la distancia escalada y posterior obtención de los distintos parámetros.

Las relaciones suelen solo tener en consideración los parámetros de la onda de choque de la fase positiva, pues como se observa en la figura 1 la presión en la fase positiva es varias veces

mayor a la presión existente en la fase negativa, por lo que es conservador utilizar solamente los parámetros de la fase positiva para el análisis, modelamiento y diseño de estructuras sometidas a cargas explosivas (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015).

Estos parámetros de la fase positiva fueron obtenidos a partir del método propuesto por Kingery-Bulmash, el cual se basa en la lectura de la siguiente figura 5:

Figura 5

Parámetros onda de choque de la fase positiva por Kingery-Bulmash

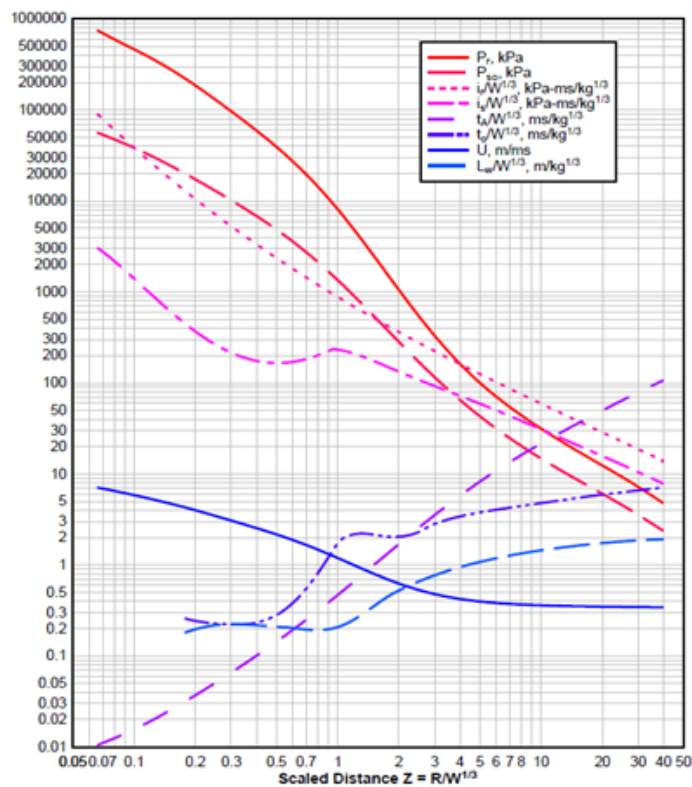
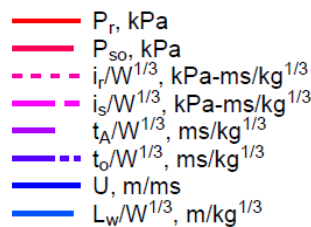


Figura 6

Leyenda de los parámetros onda de choque de la fase positiva por Kingery-Bulmash



En la figura 5 se pueden observar los distintos parámetros de la fase positiva de la onda de choque, dentro de los cuales se puede destacar los que fueron más importantes en el desarrollo del presente artículo:

P_r es la presión reflejada, la cual debe ser utilizada cuando se quiere diseñar una estructura ante una carga explosiva, pues esta tiene en consideración los efectos de la onda que refleja la propia estructura al recibir la onda de choque, lo que causa un aumento considerable en la presión a la que es sometida la estructura, la presión reflejada puede ser entre 2 y 10 veces mayor a la presión incidente (Ps_o) y simula mejor lo ocurrido en ataques terroristas a estructuras (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015), por lo anterior es esta presión la utilizada en este proyecto.

El otro parámetro importante el cual se obtiene de esta figura 5 es la duración de la fase positiva t_o .

2.2.7.3 Distribución de presiones. Para realizar la distribución de presiones para el caso C y D primero se discretizó el estribo para así poder distribuir el efecto de la onda de choque, el estribo se discretizo para tener 25 secciones a lo ancho del estribo y 15 secciones a lo alto del estribo desde la altura del piso. Con esta discretización hecha se puede calcular la distancia de cada punto hasta el foco de la explosión y con esto calcular la distancia escalada de cada punto, con esta distancia escalada ya es posible hallar las presiones en cada punto, esto utilizando la figura 5.

Con la distancia escalada también se halló el tiempo de la fase positiva y el coeficiente de decaída b , utilizando la ecuación 4 o 5 dependiendo el caso (ver sección 2.1.12).

Se asumió que el coeficiente de decaída b y el tiempo de la fase positiva era aproximadamente el mismo en todas las celdas teniendo en cuenta que la variación de las presiones no fuese significativa, esto para facilitar el modelamiento de la carga (Ver apéndice A). Los tiempos para la función dinámica de 9.73 [ms] y de 0.97 [ms] fueron calculados por el método de

kingery-blumash tal como se muestra en (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015), también se asumió que la presión es uniforme en el área de cada sección y que la onda incide en la superficie con un ángulo de 30° desde el foco de la detonación tal como se asumió en (A & N, 2008).

Teniendo los parámetros de la fase positiva se obtuvo la función de la presión contra el tiempo ver figuras 7 y 8, las cuales se compararon con otras obtenidas de un modelamiento dinámico de la función. El modelo comparativo se realizó en el programa LS-DYNA y el resultado mencionado se muestra en las figuras 9 y 10.

Figura 7

Variación de la presión a través del tiempo en la sección más crítica del caso C

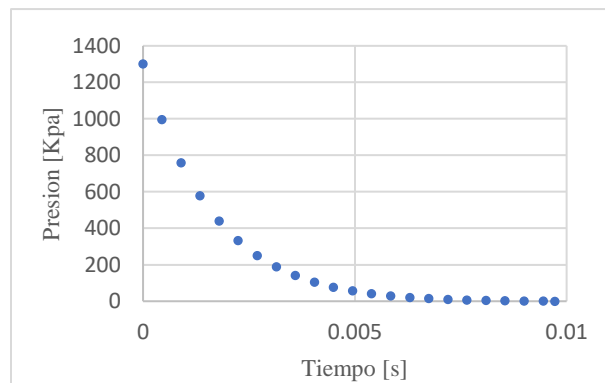


Figura 8

Variación de la presión a través del tiempo en la sección más crítica del caso D

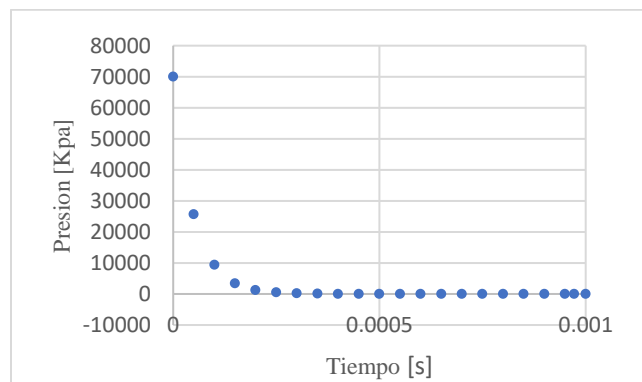


Figura 9

Variación de la presión a través del tiempo en la sección más crítica del caso C en LS-DYNA

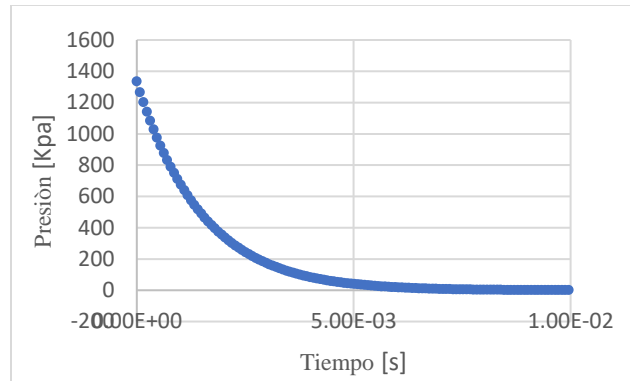


Figura 10

Variación de la presión a través del tiempo en la sección más crítica del caso D en LS-DYNA

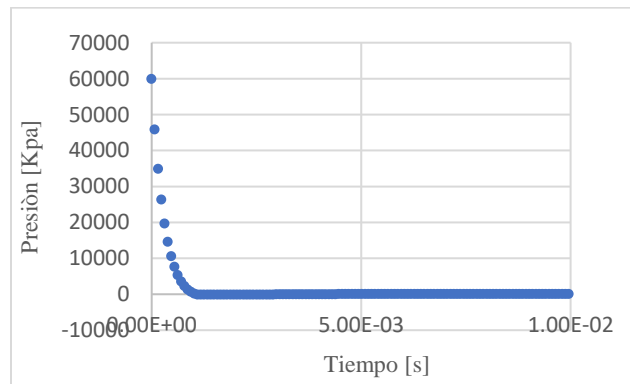
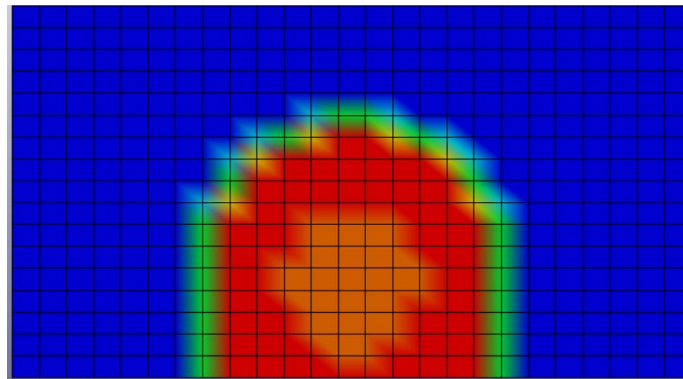


Figura 11

Distribución de la presión en el caso C para un tiempo de 0.00045 [s] modelado en LS-DYNA



2.3 Resultados

2.3.1 Respuesta estructural del estribo tipo sin cargas explosivas

Se obtuvo los valores máximos de las solicitaciones sobre el estribo utilizando las combinaciones de cargas que la normativa colombiana de puentes (CCP14) propone, utilizando las ecuaciones 6, 7 y 8 se obtuvieron los valores máximos para las solicitaciones a momento y a cortante.

Como se observa en la figura 3 el acero a flexión es de 1 # 8 @ 10 cm con lo que se obtiene un momento resistente M_n de 1190.03 [kN*m], así mismo se tienen la capacidad del estribo a cortante que se resume en la aportación al cortante del concreto el cual tiene un valor de 433.6 [kN], como se puede observar en la tabla 5

Tabla 5

Solicitaciones máximas en el estribo sin cargas explosivas

	M kN*m	V kN
Solicitaciones	1151.96	380.86
Resistencias nominales	1190.03	433.6

2.3.2 Respuesta estructural del estribo tipo para los casos de análisis A y B

dado que como muestra (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015) estos dos casos de análisis aportan mínimamente cargas desestabilizantes para el estribo y su aportación de solicitaciones son mayormente dada por las cargas verticales provenientes de las reacciones del tablero estos casos casi no afectan al cortante y flexión del estribo, por lo que el análisis de estos casos se remite a revisar el comportamiento del estribo ante los efectos de volcamiento, deslizamiento y esfuerzos en la base. Después de realizar las respectivas revisiones dadas por (CCP14 norma colombiana de diseño de puentes, 2014) y (Trujillo, 1993) y entendiendo que estos casos de análisis aportan casi

solo cargas estabilizantes se encuentra que el estribo no falla ante ninguna de estas verificaciones esto explicado por el beneficioso efecto de las cargas estabilizantes en el diseño de los estribos, estas verificaciones se pueden encontrar en el apéndice A.

2.3.3 Respuesta estructural del estribo tipo para los casos de análisis C

Es importante mencionar que las siguientes respuestas estructurales fueron calculadas en el eje central geométrico de la estructura, el cual es el más crítico del estudio. Este caso influye directamente en la flexión y el cortante que soporta el estribo, como era de esperar el momento y cortante máximo se encontraron en la base del estribo. También cabe aclarar cuales son los distintos tiempos utilizados para este análisis, los resultados para momentos y cortantes a lo largo del estribo en distintos puntos del tiempo para los casos C y D fueron obtenidos mediante el software SAP2000.

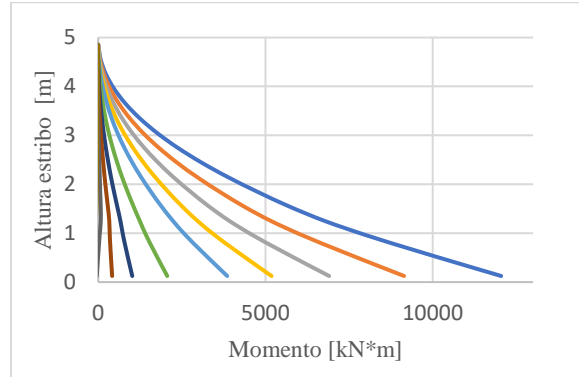
Tabla 6

Tiempos de análisis con código de colores para el caso C

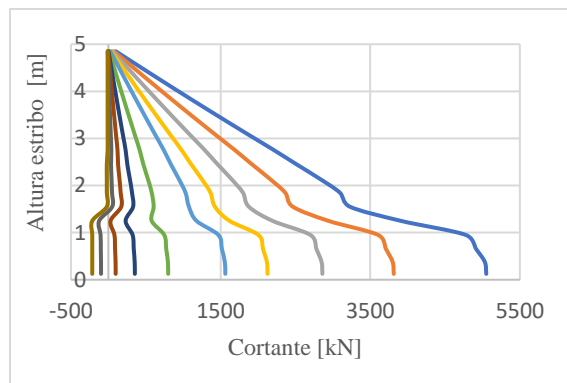
Tiempos	[s]
T1	0
T2	0.00045
T3	0.0009
T4	0.00135
T5	0.0018
T6	0.0027
T7	0.0036
T8	0.0045
T9	0.00585
T10	T0

Figura 12

Momento EE2 a través del tiempo para el caso de análisis C

**Figura 13**

Cortante EE2 a través del tiempo para el caso de análisis C

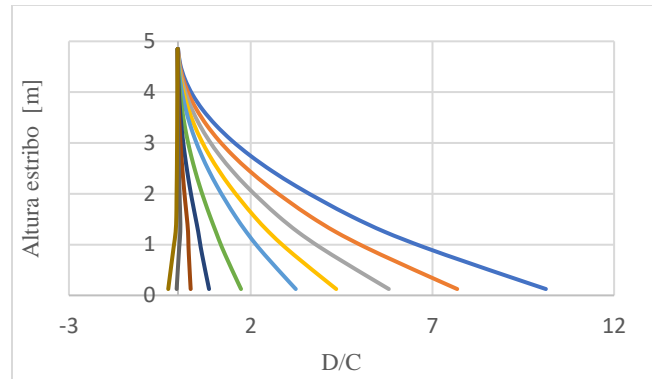


2.3.4 Análisis de demanda capacidad en el caso de análisis C

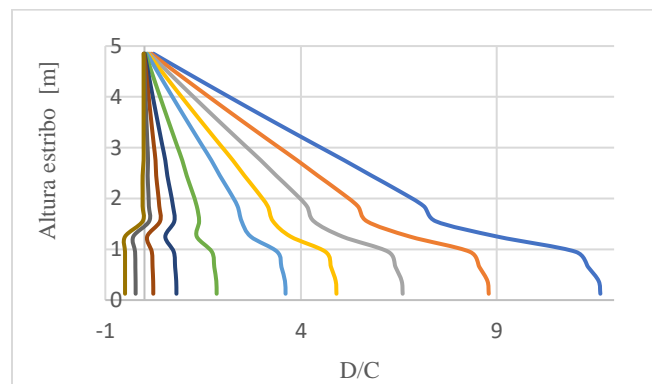
Los valores máximos de demanda capacidad se encuentran en la base de el estribo tanto en momento con un valor de 10.12 como de cortante con un valor de 11.64 ilustradas en las figuras 14 y 15, esto muestra que las demandas son varias veces mayores a las capacidades del estribo en las situaciones más críticas, perjudicando la integridad estructural de la subestructura.

Figura 14

Demanda capacidad del momento EE2 a través del tiempo para el caso de análisis C

**Figura 15**

Demanda capacidad del cortante EE2 a través del tiempo para el caso de análisis C



2.3.5 Respuesta estructural del estribo tipo para los casos de análisis D

Al igual que en el caso anterior este caso de análisis afecta la flexión y cortante, además de ser el caso más crítico analizado, lo cual se esperaba pues la carga explosiva es la principal fuente de carga en este análisis y la carga producida por la onda de choque decae con la distancia, siendo la distancia la variable predominante en este análisis, el momento y cortante máximos al igual que en el caso anterior se encuentran en la base del estribo, Es necesario volver a definir los tiempos utilizados puesto que la duración de la fase positiva varía entre un caso y otro.

Tabla 7

Tiempos de análisis con código de colores para el caso D

Tiempos	[s]
T1	0
T2	0.00005
T3	0.0001
T4	0.00015
T5	0.00025
T6	0.00035
T7	0.00045
T8	0.00055
T9	T0

Figura 16

Momento EE2 a través del tiempo para el caso de análisis D

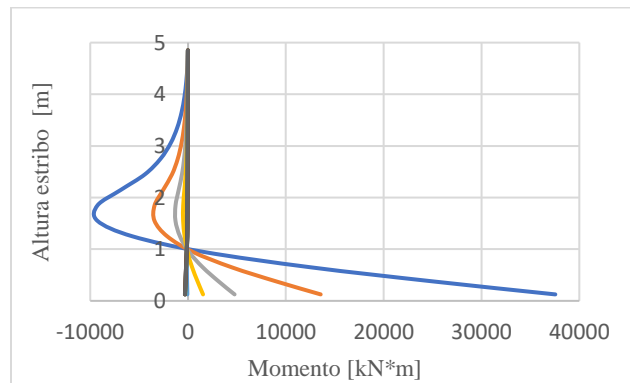
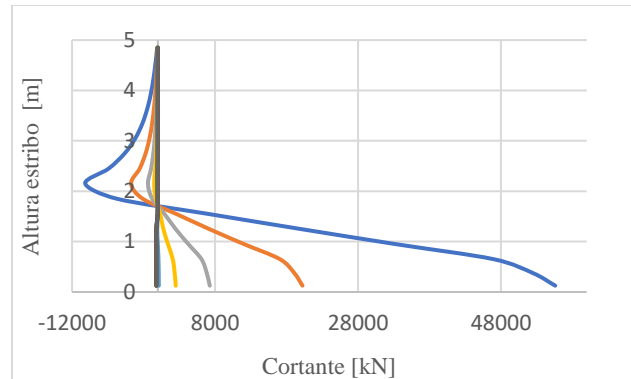


Figura 17

Cortante EE2 a través del tiempo para el caso de análisis D



2.3.6 Análisis de demanda capacidad en el caso de análisis D

Los valores máximos de demanda capacidad se encuentran en la base de el estribo tanto en momento con un valor de 31.55 como de cortante con un valor de 128.22 ilustradas en la figura 18 y 19, valores que se deben a la cercanía de la carga al estribo y a qué el análisis de esta demanda capacidad se realizó en el eje central geométrico de la estructura, estos grandes valores demuestran la incapacidad de esta infraestructura para soportar estas sollicitaciones.

Figura 18

Demanda capacidad del momento EE2 a través del tiempo para el caso de análisis D

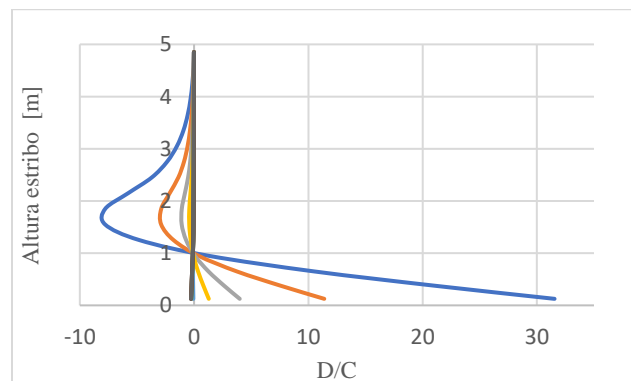
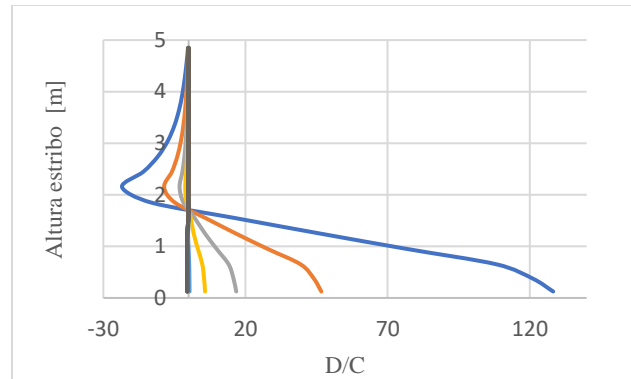


Figura 19

Demanda capacidad del cortante EE2 a través del tiempo para el caso de análisis D



3. Conclusiones

Con base en la recolección de información realizada se consiguió plantear un modelo de la infraestructura de un puente viga losa de una luz en concreto reforzado considerando los diferentes componentes del diseño convencional de un estribo, así como las diferentes recomendaciones de distintos autores. Se cumplieron los requisitos de volcamiento deslizamiento y de esfuerzos en la base, así como las sollicitaciones convencionales de la infraestructura ante momentos flexionantes y fuerzas cortantes como se puede observar en la tabla 5 y más en detalle en el apéndice A y el modelo es lo suficientemente detallado para evaluar la carga explosivo tipo.

Se logró aplicar un análisis del modelo que simulaba el efecto de una carga explosiva que nos generaba un aumento de demanda de resistencia del estribo al obtener valores de demanda capacidad de hasta 31.55 y 128.22 del momento flector y el cortante respectivamente utilizando intervalos de tiempo 0.00045 [s] y de 0.00005 [s] para los casos de análisis C y D respectivamente, obteniendo una respuesta máxima en el tiempo inicial de la fase positiva, aproximadamente 0 [s] , así como al final de la función dinámica una respuesta de 76.63 [kN*m] y 141.92 [kN] para un

tiempo de 0.00025 [s], aproximándose a las solicitaciones propias del funcionamiento normal del estribo en el final de la fase positiva, Dicho modelo efectivamente dependía de la ubicación de la carga, la cantidad de carga explosiva, los parámetros de la fase positiva de la onda o el tipo de detonación, se pudo evidenciar que la variable con más peso en los datos finales fue la distancia de la explosión, esto dado que la equivalencia entre distancia y carga es cubica por lo que la incidencia de la distancia es mucho más importante en el modelo.

Se pudo observar que, aunque en el caso de análisis D la carga solo incidiera en un pequeño sector del estribo este caso fue el más crítico, lo cual muestra que para las estructuras es más crítico el caso de concentrar las cargas en reducidas secciones a tener una carga distribuida en una mayor área, pero más disipada.

Según el análisis de la tipología de la carga explosiva, la cual se basaba principalmente en la distancia y ubicación de la explosión a la subestructura, podemos obtener que tanto el caso A como el caso B prácticamente no afectan el comportamiento de un estribo diseñado convencionalmente, esto era de esperar puesto que como se observó en (Karlos , Larcher, & Solomos, 2015) cuando una detonación es llevada a cabo sobre una superficie (en este caso el tablero) la mayor parte de la energía es reflejada y otra parte en perdida en calor, sonido, etc. Por lo anterior estos casos de estudio aportan prácticamente solo carga vertical al estribo, las cuales llegan a través del apoyo entre el tablero y el estribo (el cual se considera un apoyo simple) y según el análisis de (CCP14 norma colombiana de diseño de puentes, 2014) y (Trujillo, 1993) estas cargas son de tipo estabilizador las cuales tienen efectos positivos en el análisis de la estabilidad del estribo.

Para los casos C y D, en donde la carga explosiva se encontraba debajo del puente se puede denotar que se obtuvo una demanda contra capacidad de hasta 31 y 128 para las solicitaciones de

momento flector y córtate respectivamente en el tiempo inicial de la fase positiva de la onda de choque, aproximadamente 0[s], lo cual podría ser mucho más crítico si se considerará para momento negativo solo el momento mínimo por temperatura lo cual es lo habitual, por todo lo anterior se concluye que esta estructura no mantendría su integridad después de un atentado de estas características, por lo que se podría recomendar aumentar las secciones del estribos o el aumento de la cantidad de refuerzo, aunque lo más recomendable sería colocar barandas o algún tipo de barrera la cual impida la colocación y posterior detonación de grandes cargas cercanas a los estribo ya que como se ha demostrado estas cargas decaen de gran manera dependiendo de la distancia de la detonación.

4. Recomendaciones

Se recomienda para posteriores análisis de cargas explosivas sobre los diferentes dispositivos de un puente realizar un análisis exhaustivo y riguroso de los efectos dinámicos de estas cargas sobre estribos y los efectos dinámicos de la carga explosiva sobre el relleno y su incidencia sobre el estribo, un análisis de estas características requiere de un buen conocimiento y experiencia para el manejo de los datos, además de un mayor costo computacional, el presente proyecto muestra un método el cual podría ser un punto de partida para un estudio más detallado.

Referencias Bibliográficas

- A, I., & N, Y. (2008). Performance of AASHTO girder bridges under blast loading. *ScienceDirect*, 1922-1937.
- Andreou, M., Kotsoglou, A., & Pantazopoulou, S. (2016). Modelling Blast Effects on a Reinforced Concrete Bridge. *Hindawi Publishing Corporation*, 1-11.
- CCP14 norma colombiana de diseño de puentes. (2014). Bogota.
- Eltiempo*. (10 de Octubre de 2020). Obtenido de <https://www.eltiempo.com>
- García Rosell, C. (2006). *análisis y diseño de puentes de concreto armado, método aashto - lrfd*. Lima, peru: Fondo Editorial del Capítulo de Estudiantes ACI de la Universidad Nacional de Ingeniería. Departamento Académico de Estructuras.
- Karlos , V., Larcher, M., & Solomos, G. (2015). analysis of the blast wave decaycoefficient in the friedlander equation using the kingery-bulmash data. *science hub*.
- Morrison, N. (1993). Módulo de Reacción del Suelo Datos para SAFE. *Tesis para maestría, Universidad Politécnica de Cataluña*.
- Muñoz, E. (2003). Estudio de las causas de colapso de algunos puentes en Colombia. *Facultada de ingeniería Universidad Pontificie Javeriana*, 1-20.
- Neri Larios , F. (2011). *Caracterización de la onda de choque sobre estructuras*. Barcelona: Centro de investigaciones matemáticas, A.C.
- Rodriguez, D., & Cortes, S. (2020). análisis del comportamiento estructural de un puente viga-losa de concreto reforzado bajo cargas explosivas. *trabajo de grado por el título de ingeniero civil, Universidad Industrial de Santander*.
- Trujillo, J. (1993). Diseño de puentes de concreto. *3rd ed. Colombia: Universidad Industrial de Santander*.

Williamson, E., Bayrak, O., Williams, G., & Davis, C. (2010). *Blast-resistant Highway Bridges: Design and Detailing Guidelines*. Washington, D.C: NCHRP.