

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.
Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudia Müller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTI E PONTI
PONTE VIABILITA' SECONDARIA
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI07STRRE01_B		
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00VI07STRRE01	B	-
D					
C					
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb.'22	Sigmund	Muller	Guiducci
A	Emissione	Ottobre '21	Sigmund	Muller	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

<u>1</u>	<u>PREMESSA.....</u>	<u>5</u>
<u>2</u>	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>7</u>
<u>3</u>	<u>DURABILITÀ, COPRIFERRI E RESISTENZE MATERIALI.....</u>	<u>9</u>
3.1.	GENERALITÀ E CONDIZIONI AMBIANTALI	9
3.2.	REQUISITI DI DURABILITÀ	11
3.3.	COPRIFERRI	11
3.3.1.	<i>Pali di fondazione.....</i>	<i>13</i>
3.3.1.	<i>Platea spalle</i>	<i>13</i>
3.3.2.	<i>Elevazione spalle</i>	<i>14</i>
3.3.3.	<i>Baggioli, apparecchi di appoggio.....</i>	<i>14</i>
3.4	RESISTENZE E DEFORMAZIONI CALCESTRUZZI.....	15
3.4.1	<i>Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi</i>	<i>15</i>
3.4.2	<i>Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi</i>	<i>16</i>
3.4.3	<i>Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi</i>	<i>17</i>
3.4.4	<i>Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi</i>	<i>17</i>
3.5	RESISTENZA ACCIAIO PER C.A. E CARPENTERIA METALLICA.....	18
3.5.1	<i>Barre, tondini e reti.....</i>	<i>18</i>
3.5.2	<i>Trefoli.....</i>	<i>18</i>
<u>4</u>	<u>VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO DELLE OPERE.....</u>	<u>19</u>
4.1.	CLASSE D'USO, VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO	19
4.2.	PARAMETRI SISMICI BASE	19
4.2.1.	<i>Coordinate geodetiche di riferimento.....</i>	<i>19</i>
4.1.1	<i>Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)</i>	<i>19</i>
4.1.1	<i>Parametri sismici del terreno.....</i>	<i>20</i>
4.1.2	<i>Stato limite SLD</i>	<i>20</i>
4.1.3	<i>Stato limite SLV.....</i>	<i>20</i>
<u>5</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>21</u>
5.1	AZIONI PERMANENTI.....	21
5.1.1	<i>Peso proprio.....</i>	<i>21</i>
5.1.2	<i>Peso permanenti portati</i>	<i>21</i>
5.2	DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE	22
5.2.1	<i>Precompressione</i>	<i>22</i>
5.2.2	<i>Effetti reologici: ritiro e viscosità</i>	<i>24</i>

PROGETTAZIONE ATI:

5.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	25
5.4	AZIONE DI FRENAMENTO.....	27
5.5	AZIONE DEL VENTO	27
5.6	AZIONE CENTRIFUGA.....	28
5.7	AZIONE TERMICA	28
6	<u>CRITERI DI CALCOLO ADOTTATI.....</u>	30
6.1.	ANALISI GLOBALE ELASTICA.....	30
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	30
7	<u>MODELLO DI CALCOLO</u>	32
7.1	DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	33
7.1.1	<i>Vincoli</i>	34
7.1.2	<i>Carichi.....</i>	34
7.1.3	<i>Caratteristiche delle sezioni.....</i>	37
7.1.4	<i>Analisi globale e calcolo delle sollecitazioni.....</i>	39
7.1.5	<i>Analisi sismica.....</i>	58
7.1.6	<i>Validazione modello</i>	64
8	<u>VERIFICHE IMPALCATO</u>	65
8.1	VERIFICHE SLU TRAVI.....	65
8.1.1	<i>Verifiche a momento flettente travi</i>	65
8.1.2	<i>Verifiche a taglio travi.....</i>	66
8.1.3	<i>Verifiche a torsione travi.....</i>	69
8.2	VERIFICHE SLE TRAVI	72
8.2.1	<i>Tensioni iniziali nel calcestruzzo</i>	72
8.2.3	<i>Stato limite di fessurazione</i>	76
8.2.5	<i>Stato limite di deformazione</i>	78
8.3	VERIFICHE SLU TRAVERSI.....	78
8.3.1	<i>Verifiche a momento flettente traversi di testata</i>	78
8.3.2	<i>Verifiche a taglio traversi.....</i>	80
8.3.3	<i>Verifiche a torsione</i>	81
8.4	VERIFICHE SLE TRAVERSI	86
8.4.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	86
8.4.2	<i>Stato limite di fessurazione</i>	88
8.5	VERIFICA PREDALLES.....	92
8.5.1	<i>Modello di calcolo.....</i>	92
8.5.2	<i>Carichi fase 1a.....</i>	92

PROGETTAZIONE ATI:

8.5.3	<i>Sollecitazioni di fase 1a</i>	92
8.6	VERIFICA SOLETTA.....	100
8.7	VERIFICHE SLE SOLETTA	111
8.7.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	111
8.7.2	<i>Stato limite di fessurazione</i>	114
8.8	VERIFICA DEL CORDOLO	119
8.9	VERIFICA RITEGNO SISMICO.....	122
9	<u>APPOGGI E GIUNTI</u>	124
9.1	APPOGGI.....	124
9.2.	GIUNTI	124
10	<u>VERIFICHE STRUTTURALI DI SPALLE E FONDAZIONI</u>	124
10.1.	SOLLECITAZIONI SCARICATE SU APPOGGI	124
10.2.	GEOMETRIA SPALLA	125
10.3.	DATI GEOTECNICI E SISMICI DEI TERRENI	126
10.4.	DISTRIBUZIONE MASSE ELEMENTI SPALLA	126
10.5.	DISTRIBUZIONE INERZIE SISMICHE.....	127
10.6.	SOLLECITAZIONI SCARICATE DAGLI IMPALCATI	127
10.7.	SCHEMA E DISPOSIZIONE DEI PALI	128
10.1.	VERIFICA PALI.....	131
10.2.	VERIFICA SBALZO MENSOLA TOZZA (SPALLA)	133
10.1.1	<i>Modello di calcolo adottato</i>	133
10.1.2	<i>Geometria dell'unghia della soletta di fondazione</i>	133
10.1.3	<i>Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005</i>	133
10.1.4	<i>Caratteristiche di progetto</i>	134
10.1.5	<i>Caratteristiche del materiale calcestruzzo</i>	134
10.1.6	<i>Schema di calcolo, adattato dal modello "Struct and Ties"</i>	134
10.1.7	<i>Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")</i>	135
10.3.	VERIFICA ELEMENTO PARAGHIAIA.....	137
10.1.8	<i>Modello di calcolo</i>	137
10.1.9	<i>Dati e sollecitazioni di carico</i>	137
10.1.10	<i>Verifica armature verticali, verifica a taglio</i>	139
10.4	VERIFICA ELEMENTI MURI DI RISVOLTO	146
10.4.1	<i>Modello di calcolo adottato</i>	146
10.4.2	<i>Dati geometrici e di carico</i>	146
10.4.3	<i>Verifiche strutturali: armature e resistenza a taglio</i>	153

PROGETTAZIONE ATI:

10.4.4 Verifica armature orizzontali..... 153

PROGETTAZIONE ATI:

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo delle strutture relative adeguamento a 2 corsie del tratto della variante di Urbania.

L'opera è formata da un impalcato a travata isostatico, con luce di calcolo pari a 24 m, formato da 3 travi prefabbricate a fili aderenti. Le travi sono collegate tra loro in prossimità degli appoggi dai traversi di testata in cemento armato ordinario.

Le travi hanno altezza pari a 1.10, accostate ad interasse di 2.30. Le travi saranno solidarizzate alla soletta di nuova realizzazione di spessore 25 cm.

Le spalle, di altezza complessiva pari a 3.96 m, verranno fondate su 15 medio pali con diametro 450mm.

Nelle seguenti immagini si riportano le principali geometrie delle strutture.

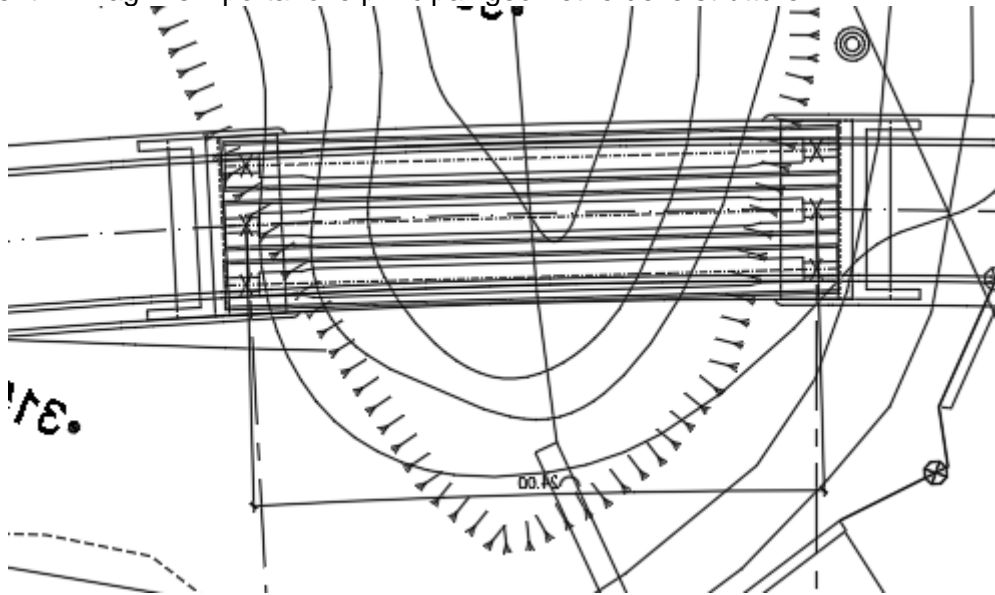


Figura 1: Vista in pianta

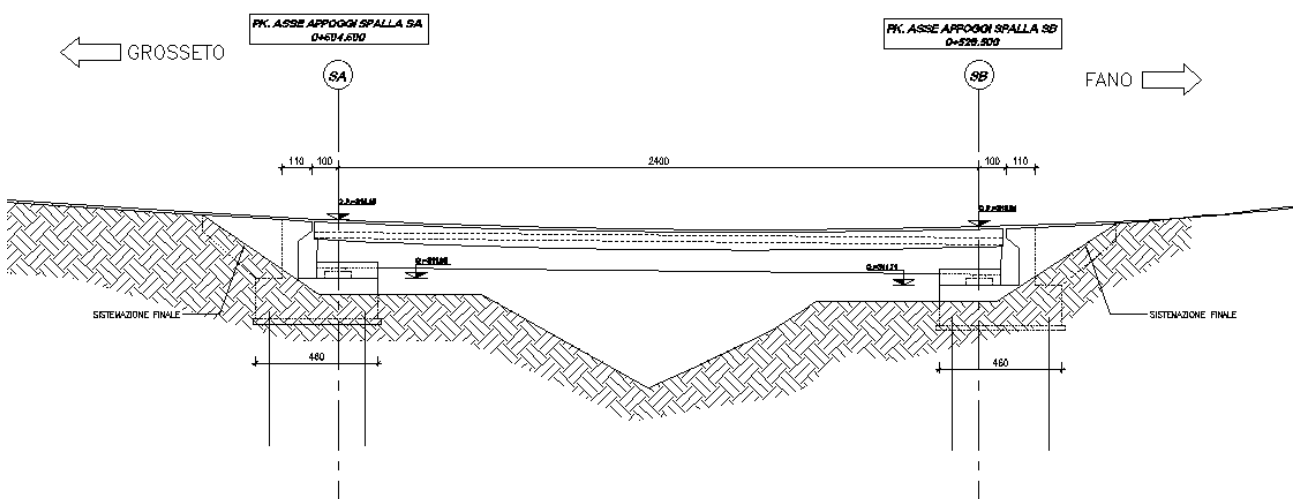


Figura 2: Profilo longitudinale

PROGETTAZIONE ATI:

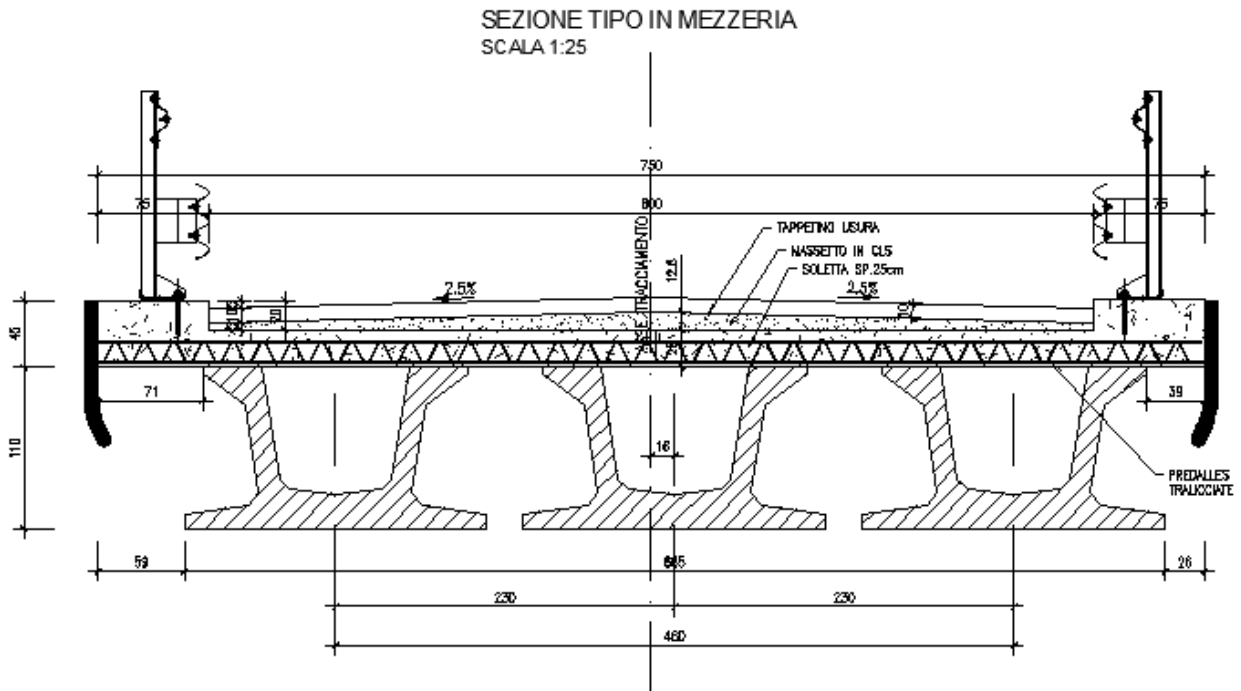


Figura 3: sezione tipo

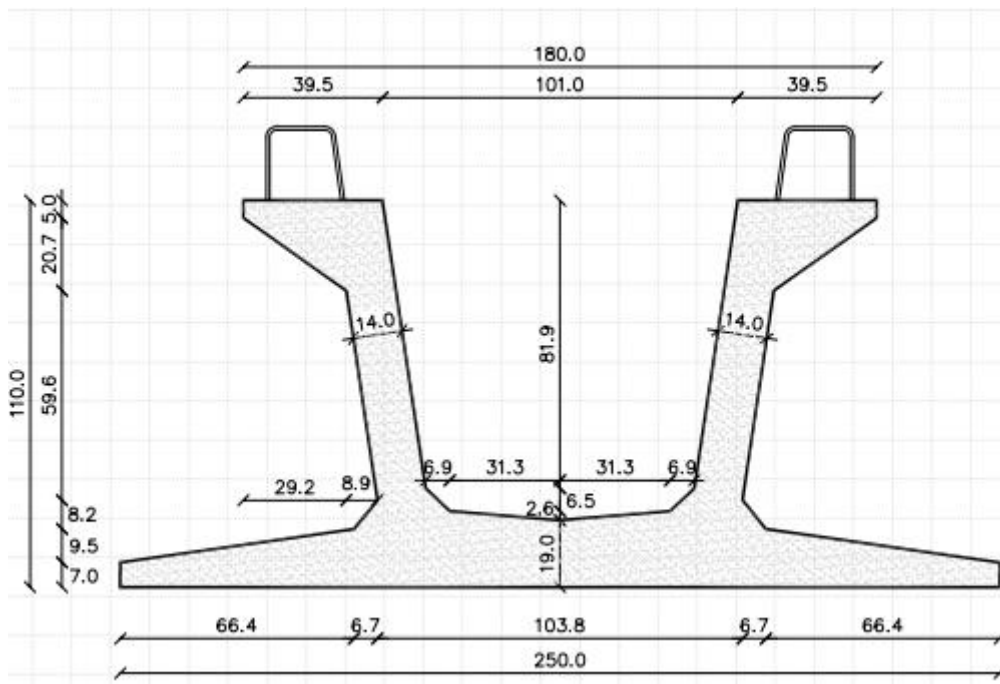


Figura 4: particolare trave prefabbricata

2 **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni

Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018.

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale.

UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

EC 1-2010 UNI EN 1991-1-2:2004 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2015 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2010 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

EC 2-2013 UNI EN 1991-1-6:2005 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-1-7:2014 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-4:2021 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

PROGETTAZIONE ATI:

- UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
- EC 1-2009 UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
- UNI EN 1993-1-6:2017 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 8: Progettazione dei collegamenti
- EC 2-2011 UNI EN 1993-1-9:2005 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio
- UNI ENV 1993-5:2007 Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole
- UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- EC 1-2007 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- EC 2-2010 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-11:2007 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- EC 2-2011 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- EC 1-2007 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3** - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4** - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-1-1:2005 - Eurocodice 4** - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-1-2:2014 Eurocodice 4** - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4** - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Annessi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

PROGETTAZIONE ATI:

3 DURABILITÀ, COPRIFERRI E RESISTENZE MATERIALI

3.1. GENERALITÀ E CONDIZIONI AMBIANTALI

Si progetteranno strutture ed elementi strutturali tali da soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la relativa vita utile di progetto (**50 anni**), senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva (per i requisiti generali dovendo fare riferimento alla EN 1990).

La protezione richiesta per le strutture (e le relative parti sotto-strutturali) è stata stabilita considerandone l'utilizzo previsto, la vita utile di progetto (rif. EN 1990), il programma di manutenzione e le azioni.

È stata presa in considerazione l'eventuale importanza delle azioni dirette e indirette, delle condizioni ambientali (4.2) e degli effetti che ne risultano. Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali la struttura sono esposte, in aggiunta alle azioni meccaniche.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi

(continua)

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte I).

Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1 (qui, per comodità di lettura, riproposto separato in due tabelle: parte I e parte II).

In aggiunta alle condizioni del prospetto 4.1, si raccomanda di considerare alcune forme particolari di azioni aggressive o indirette, incluse:

- attacco chimico, dovuto per esempio a:
 - soluzioni di acidi o solfati (EN 206-1, ISO 9690),
 - cloruri contenuti nel calcestruzzo (EN 206-1),
 - reazioni alcali-aggregati (EN 206-1, norme nazionali)
- attacco fisico, dovuto per esempio a:

PROGETTAZIONE ATI:

- variazioni di temperatura,
- abrasione [vedere punto 4.4.1.2 (13) della EN 1992-1-1],
- penetrazione di acqua (EN 206-1).

Nota: la composizione del calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature, sia la resistenza del calcestruzzo agli attacchi. L'appendice E (nella UNI EN 1992-1-1) fornisce classi di resistenza indicative per le diverse classi d'esposizione. Questo può portare a scegliere delle classi di resistenza superiori a quelle richieste dal calcolo strutturale.

(segue dalla pagina precedente)

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte II).

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo / disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti												
	X0	XC1 - XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
A/C Massimo	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,5	0,5	0,45
Rck Minima *	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C32/40	C28/35	C32/40	C35/45	C35/45
Contenuto di cemento minimo (Kg/mc)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	340	360	360
Contenuto minimo in aria (%)											3,0 a)						
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo / disgelo				E' richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati b)		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo / disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla UNI 11104:2016.

PROGETTAZIONE ATI:

In base ai requisiti riportati nel prospetto 4.1 della UNI EN 206-1 e alla UNI 1104:2016 (tabella sopra), per le opere in oggetto, si riassume quanto segue:

Tipo di elemento strutturale	Classe/i di esposizione prevista/imposta	Classe Minima (MPa)	Rapp. (max) Acqua/Cemento	Classe consist. (Slump)	Dimensione nominale (max) aggregati (mm)
Pali di fondazione (spalle e pile)	XC2	C25/30	0.60	S4	25
Platea (spalle e pile)	XC2	C28/35	0.60	S4	25
Strutture in elevazione	XC4	C32/40	0.50	S4	20
Baggioli (spalle)	XC4 + XD3	C35/45	0.45	S4	16

Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcati, spalle e pile) del caso in oggetto (vita utile 50 anni): caratteristiche cementi, secondo dati nella UNI 11104:2016.

3.2. REQUISITI DI DURABILITÀ

Per ottenere la vita utile di progetto richiesta delle strutture, sono state prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali rilevanti.

I requisiti di durabilità presi in conto hanno considerato:

- la concezione della struttura
- la scelta dei materiali
- i dettagli costruttivi
- l'esecuzione
- il controllo di qualità
- l'ispezione
- le verifiche
- particolari disposizioni (per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica).

3.3. COPRIFERRI

Di seguito, le calcolazioni per la stima dei copriferri nominali nei vari elementi strutturali delle opere in oggetto. Di seguito, le tabelle di riferimento così come indicate nel corpo degli Eurocodici strutturali.

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ ^{*)}
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)

^{*)} Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare $c_{min,b}$ di 5 mm.

Requisiti di aderenza (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.2).

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Classificazione strutturale raccomandata (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.3N).

Nota. Il valore di $\Delta c_{dur,y}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0 mm. Il valore di $\Delta c_{dur,st}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm (si utilizzerà per tutti gli elementi strutturali). Il valore di $\Delta c_{dur,add}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm. Il valore di Δc_{dev} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 mm (tutti gli elementi strutturali).

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione, in accordo alla EN 10080.

PROGETTAZIONE ATI:

In alcune situazioni, lo scostamento accettato e quindi il valore ammesso Δc_{dev} possono essere ridotti secondo le seguenti modalità:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, Δc_{dev} , può essere ridotto a ad un range compreso tra i 5 mm e i 10 mm (compresi)
- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso Δc_{dev} può essere ridotto ad un range al di sotto dei 10 mm (compresi).

Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo. Il copriferro nominale deve essere specificato sui disegni. Esso è definito come il copriferro minimo, c_{min} (vedere punto 4.4.1.2), più un margine di progetto per gli scostamenti, Δc_{dev} (vedere punto 4.4.1.3).

NOTA: coerentemente a quanto prevede la normativa europea, e consigliato dalle Norme tecniche NTC2018 come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1 (qui in questo capitolo indicata come EC2) per dimensionare correttamente i copriferri. La normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni. Nel caso delle opere in oggetto: S4.

3.3.1. PALI DI FONDAZIONE

Elementi strutturali a riferimento: mediopali di fondazione (spalle e pile)
 Dimensione perforazione palo: $D_{perf} = 450$ mm
 Dimensione nominale (max) aggregato: **25** mm
 Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): $\Delta c_{min,b_1} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_1} = 32$ mm)
 Diametro armatura tubo medopalo: $\phi_{tubo} = 298.5$ mm (acciaio Tipo S355)
 Spessore armatura tubo mediopalo: $S_{tubo} = 25$ mm
 Copriferro minimo (requisito aderenza): $c_{min,b_1} = S_{tubo} + \Delta c_{min,b_1} = 25$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
 Copriferro minimo (condizioni ambientali): $c_{min,dur_1} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
 Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta c_{dur,\gamma_1} = 30$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
 Riduzione copriferro (utilizzo acciai inossid.): $\Delta c_{dur,st_1} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
 Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta c_{dur,add_1} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
 Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta c_{dev_1} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
 $c_{min_1} = \max(c_{min,b_1}, c_{min,dur_1} + \Delta c_{dur,\gamma_1} - \Delta c_{dur,st_1} - \Delta c_{dur,add_1}, 10 \text{ mm}) = 65$ mm
 Copriferro nominale: $c_{nom_1} = c_{min_1} + \Delta c_{dev_1} = 75$ mm (EC2, Eq. 4.1)

3.3.1. PLATEA SPALLE

Elementi strutturali a riferimento: platea spalla/pile
 Dimensione nominale (max) aggregato: $\phi_{aggr_2} = 25$ mm
 Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): $\Delta c_{min,b_2} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_2} = 32$ mm)
 Diametro (max) delle barre longitudinali: $\phi_{longit_2} = 26$ mm
 Copriferro minimo (requisito aderenza): $c_{min,b_2} = \phi_{longit_2} + \Delta c_{min,b_2} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
 Copriferro minimo (condizioni ambientali): $c_{min,dur_2} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
 Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta c_{dur,\gamma_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
 Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): $\Delta c_{dur,st_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
 Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta c_{dur,add_2} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
 Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta c_{dev_2} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)

PROGETTAZIONE ATI:

$C_{min_2} = \max(C_{min,b_2}, C_{min,dur_2} + \Delta C_{dur,\gamma_2} - \Delta C_{dur,st_2} - \Delta C_{dur,add_2}, 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm}$
Copriferro (minimo) nominale: $C_{nom_2} = C_{min_2} + \Delta C_{dev_2} = 45 \text{ mm}$ (EC2, Eq. 4.1)

3.3.2. ELEVAZIONE SPALLE

Elementi strutturali a riferimento: muri elevazione spalla/fusto e pulvino pile
Dimensione nominale (max) aggregato: $\phi_{aggr_3} = 20 \text{ mm}$
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): $\Delta C_{min,b_3} = 0 \text{ mm}$ (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_3} = 32 \text{ mm}$)
Diametro (max) delle barre longitudinali: $\phi_{longit_3} = 28 \text{ mm}$
Copriferro minimo (requisito aderenza): $C_{min,b_3} = \phi_{longit_3} + \Delta C_{min,b_3} = 28 \text{ mm}$ (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali): $C_{min,dur_3} = 40 \text{ mm}$ (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta C_{dur,\gamma_3} = 0 \text{ mm}$ (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): $\Delta C_{dur,st_3} = 0 \text{ mm}$ (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta C_{dur,add_3} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta C_{dev_3} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.3 EC2)
 $C_{min_3} = \max(C_{min,b_3}, C_{min,dur_3} + \Delta C_{dur,\gamma_3} - \Delta C_{dur,st_3} - \Delta C_{dur,add_3}, 10 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$
Copriferro (minimo) nominale: $C_{nom_3} = C_{min_3} + \Delta C_{dev_3} = 50 \text{ mm}$ (EC2, Eq. 4.1)

3.3.3. BAGGIOLI, APPARECCHI DI APPOGGIO

Elementi strutturali a riferimento: parete elevazione spalla/pulvini pile
Dimensione nominale (max) aggregato: $\phi_{aggr_4} = 16 \text{ mm}$
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): $\Delta C_{min,b_4} = 0 \text{ mm}$ (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_4} = 32 \text{ mm}$)
Diametro (max) delle barre longitudinali: $\phi_{longit_4} = 26 \text{ mm}$
Copriferro minimo (requisito aderenza): $C_{min,b_4} = \phi_{longit_4} + \Delta C_{min,b_4} = 26 \text{ mm}$ (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali): $C_{min,dur_4} = 35 \text{ mm}$ (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta C_{dur,\gamma_4} = 0 \text{ mm}$ (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): $\Delta C_{dur,st_4} = 0 \text{ mm}$ (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta C_{dur,add_4} = 0 \text{ mm}$ (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta C_{dev_4} = 10 \text{ mm}$ (4.4.1.3 EC2)
 $C_{min_4} = \max(C_{min,b_4}, C_{min,dur_4} + \Delta C_{dur,\gamma_4} - \Delta C_{dur,st_4} - \Delta C_{dur,add_4}, 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm}$
Copriferro (minimo) nominale: $C_{nom_4} = C_{min_4} + \Delta C_{dev_4} = 45 \text{ mm}$ (EC2, Eq. 4.1)

3.4 RESISTENZE E DEFORMAZIONI CALCESTRUZZI

3.4.1 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE CALCESTRUZZI

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_A} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_A} = 30 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C25/30
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_A} = f_{ck_A} + 8 \text{ N/mm}^2 =$ 33 N/mm²
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_A} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_A} = 0.7 \times f_{ctm_A} =$ 1.8 N/mm²
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_A} = 1.3 \times f_{ctm_A} =$ 3.3 N/mm²
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_A} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 31476$ N/mm²
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\epsilon_{c1_A} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.07 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria ultima cls:	$\epsilon_{cu1_A} = 3.5$
Deformazione unitaria assiale pura:	$\epsilon_{c2_A} = 2.0$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione parabolica-rettangolare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\epsilon_{cu2_A} = 3.5$
Valore dell'esponente "n" (EC2, prospetto 3.1):	$n_A = 2.0$
Deformazione assiale pura di compressione:	$\epsilon_{c3_A} = 1.75$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione bilineare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\epsilon_{cu3_A} = 3.5$
Coefficiente parziale di sicurezza materiale (cls):	$\gamma_c = 1.50$
Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione):	$\alpha_{ct} = 1.00$ (EC2 eq. 3.16)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_A} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_A} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018 eq. 4.1.3)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_A} = \alpha_{cc} \times f_{ck_A} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_A} = 0.60 \times f_{ck_A} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_A} = 0.45 \times f_{ck_A} = 11.25 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_A} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_A} = 1.89 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd_A} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE CALCESTRUZZI

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_B} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_B} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_B} = f_{ck_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk,0.05_B} = 0.7 \times f_{ctm_B} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk,0.95_B} = 1.3 \times f_{ctm_B} = 3.9 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05_B} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck_B} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_B} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.3 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE CALCESTRUZZI

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_C} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_C} = 45 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C35/45
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_C} = f_{ck_C} + 8 \text{ N/mm}^2 = 43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_C} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_C} = 0.7 \times f_{ctm_C} = 2.2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_C} = 1.3 \times f_{ctm_C} = 4.2 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_C} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 34077 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_C} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_C} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_C} / \gamma_c = 1.50 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_C} = \alpha_{cc} \times f_{ck_C} / \gamma_c = 19.83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_C} = 0.60 \times f_{ck_C} = 21.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_C} = 0.45 \times f_{ck_C} = 15.75 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_C} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_C} = 2.36 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd_C} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.4 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE CALCESTRUZZI

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_B} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_B} = 55 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C45/55
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_B} = f_{ck_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 53 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_B} = 0.7 \times f_{ctm_B} = 2.66 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_B} = 1.3 \times f_{ctm_B} = 4.9 \text{ N/mm}^2$

PROGETTAZIONE ATI:

Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = \mathbf{36283}$
N/mm ²	
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = \mathbf{1.05 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_B} / \gamma_c = \mathbf{1.77 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck_B} / \gamma_c = \mathbf{52.5 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = \mathbf{27.00 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} =$
20.25 N/mm²	
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times$
$f_{ctd_B} = \mathbf{2.78 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq. 8.2)	

Calcestruzzo per magrone di riempimento o livellamento

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$).

3.5 RESISTENZA ACCIAIO PER C.A. E CARPENTERIA METALLICA

3.5.1 BARRE, TONDINI E RETI

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentino (almeno) le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo elastica (comb. rara):	$\sigma_a = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360 \text{ N/mm}^2}$
Fattore di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{391 \text{ N/mm}^2}$

3.5.2 TREFOLI

Per le armature metalliche dei trefoli si adottano cavi a fili aderenti di diametro 0.6' con area pari a 139 mm^2 , con le seguenti tensioni caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$;
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{p(0,1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$.
Tensione di calcolo elastica (comb. rara):	$\sigma_a = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{1336 \text{ N/mm}^2}$
Fattore di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{1452 \text{ N/mm}^2}$

4 VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO DELLE OPERE

4.1. CLASSE D'USO, VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e della modalità d'impiego, la struttura in oggetto appartiene al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale di $V_N = 50$ anni. Ai fini del calcolo dell'azione sismica è stata considerata una "**Classe d'uso IV**": "**Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità**", ai sensi delle NTC2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

Pertanto le azioni sismiche sull'opera sono valutate in relazione ad un Periodo di riferimento pari a: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Si hanno le seguenti probabilità di eccedenza (NTC2018, tab. 3.2.I):

Stato limite di esercizio SLO:	$P_{VR_SLO} = 0.81$ (81%)
Stato limite di esercizio SLD:	$P_{VR_SLD} = 0.63$ (63%)
Stato limite ultimo SLV:	$P_{VR_SLV} = 0.10$ (10%)
Stato limite ultimo SLC:	$P_{VR_SLC} = 0.05$ (5%)

A cui corrispondono i seguenti tempi di ritorno:

Stato limite di esercizio SLO:	$T_{R_SLO} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLO}) = 60$ anni
Stato limite di esercizio SLD:	$T_{R_SLD} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLD}) = 101$ anni
Stato limite ultimo SLV:	$T_{R_SLV} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLV}) = 949$ anni
Stato limite ultimo SLC:	$T_{R_SLC} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLC}) = 1950$ anni

4.2. PARAMETRI SISMICI BASE

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di $T_{R_SLV} = 949$ anni. Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Di seguito i parametri di progetto.

4.2.1. COORDINATE GEODETICHE DI RIFERIMENTO

Latitudine (in gradi):	Latid. = 43.676685°
Longitudine (in gradi):	Longit. = 12.492395°

4.1.1 PARAMETRI SISMICI (SU SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE)

Accelerazione di picco (norm.) per SLO:	$a_{gSLO} = 0.079$ g
Accelerazione di picco (norm.) per SLD:	$a_{gSLD} = 0.098$ g
Accelerazione di picco (norm.) per SLV:	$a_{gSLV} = 0.225$ g
Accelerazione di picco (norm.) per SLC:	$a_{gSLC} = 0.286$ g

Fattore amplificatore spettro orizz. (SLO):	$F_{0SLO} = 2.443$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLD):	$F_{0SLD} = 2.455$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLV):	$F_{0SLV} = 2.511$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLC):	$F_{0SLC} = 2.539$

PROGETTAZIONE ATI:

Fattore amplificatore spettro vert. (SLO): $F_{VSLO} = 1.35 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}^{0.5} = \mathbf{0.927}$ (con a_{gSLO} adimensionale)
 Fattore amplificatore spettro vert. (SLD): $F_{VSLD} = 1.35 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}^{0.5} = \mathbf{1.038}$ (con a_{gSLD} adimensionale)
 Fattore amplificatore spettro vert. (SLV): $F_{VSLV} = 1.35 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}^{0.5} = \mathbf{1.608}$ (con a_{gSLV} adimensionale)
 Fattore amplificatore spettro vert. (SLC): $F_{VSLC} = 1.35 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}^{0.5} = \mathbf{1.833}$ (con a_{gSLC} adimensionale)

Periodo fine tratto spettro orizz. (SLO): $T_{CSLO}^* = \mathbf{0.287}$ s
 Periodo fine tratto spettro orizz. (SLD): $T_{CSLD}^* = \mathbf{0.297}$ s
 Periodo fine tratto spettro orizz. (SLV): $T_{CSLV}^* = \mathbf{0.329}$ s
 Periodo fine tratto spettro orizz. (SLC): $T_{CSLC}^* = \mathbf{0.338}$ s

Stato limite sismico	V_N (anni)	C_U (adim.)	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g (adim.)	F_0 (adim.)	F_V (adim.)	T_C^* (secondi)
SLO	50	2.00	100	60	0.079	2.443	0.927	0.287
SLD	50	2.00	100	101	0.098	2.455	1.038	0.297
SLV	50	2.00	100	949	0.225	2.511	1.608	0.329
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	2.539	1.833	0.338

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

4.1.1 PARAMETRI SISMICI DEL TERRENO

Categoria del terreno (NTC2018 tab. 3.2.II): **"B"**
 Descrizione (da tab. 3.2.II): **"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti"**
 Categoria topogr. terreno (NTC2018 tab. 3.2.III): **"T1"**
 Descrizione (da tab. 3.2.III): **"-"**

4.1.2 STATO LIMITE SLD

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore): $S_{S_SLD} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}/a_g = \mathbf{1.304}$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)

dovendo rientrare nei due limiti **1.00, 1.20** si ha:

Coefficiente di amplificazione topografica:

$$S_{S_SLD} = \mathbf{1.200}$$

$$S_T = \mathbf{1.00}$$
 (NTC2018, tab. 3.2.V)

Coefficiente di suolo topografico:

$$S_{SLD} = S_{S_SLD} \times S_T = \mathbf{1.20}$$
 (adim.)

Coefficiente C_{C_SLD} (formula/valore):
 (NTC2018, tab. 3.2.IV)

$$C_{C_SLD} = 1.10 \times (T_{CSLD}^*)^{-0.20} = \mathbf{1.402}$$

Periodo inizio tratto a velocità costante:

$$T_{C_SLD} = \mathbf{0.416}$$
 s = $C_{C_SLD} \times T_{CSLD}^*$

Periodo inizio spettro accelerazione costante:
 eq. 3.2.6)

$$T_{B_SLD} = T_{C_SLD} / 3 = \mathbf{0.139}$$
 s (NTC 2018, eq. 3.2.6)

Periodo inizio spettro spostamento costante:
 (NTC2018, eq. 3.2.7)

$$T_{D_SLD} = \mathbf{1.992}$$
 s = $4.0 \times a_{gSLD}/g + 1.6$

4.1.3 STATO LIMITE SLV

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore): $S_{S_SLV} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}/a_g = \mathbf{1.174}$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)

PROGETTAZIONE ATI:

dovendo rientrare nei due limiti **1.00, 1.20** si ha:

Coefficiente di amplificazione topografica:

Coefficiente di suolo topografico:

Coefficiente C_{C_SLV} (formula/valore):
(NTC2018, tab. 3.2.IV)

Periodo inizio tratto a velocità costante:

Periodo inizio spettro accelerazione costante:
eq. 3.2.6)

Periodo inizio spettro spostamento costante:
(NTC2018, eq. 3.2.7)

$$S_{S_SLV} = 1.174$$

$$S_T = 1.00 \text{ (NTC2018, tab. 3.2.V)}$$

$$S_{SLV} = S_{S_SLV} \times S_T = 1.174 \text{ (adim.)}$$

$$C_{C_SLV} = 1.10 \times (T_{C_SLV})^{-0.20} = 1.374$$

$$T_{C_SLV} = 0.452 \text{ s} = C_{C_SLV} \times T_{C_SLV}^*$$

$$T_{B_SLV} = T_{C_SLV} / 3 = 0.151 \text{ s (NTC 2018,}$$

$$T_{D_SLV} = 2.500 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLV}/g + 1.6$$

Di seguito, i parametri calcolati per i quattro stati limite fondamentali sismici:

Stato limite sismico	V_N (anni)	C_U (adim.)	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g (adim.)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
SLO	50	2.00	100	60	0.079	0.135	0.405	1.916
SLD	50	2.00	100	101	0.098	0.139	0.416	1.992
SLV	50	2.00	100	949	0.225	0.151	0.452	2.500
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	0.154	0.462	2.744

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 AZIONI PERMANENTI

5.1.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio dell'opera è stato calcolato avendo assunto un peso specifico del calcestruzzo armato di 25 kN/m³. Il peso di una singola trave e la porzione di soletta collaborante risulta pari a 940.81 kN.

5.1.2 PESO PERMANENTI PORTATI

Il peso specifico della pavimentazione considerato è pari a 22 kN/m³.

Lo spessore di pavimentazione considerato è pari a 0.10 m, ne consegue un carico sull'impalcato pari a 2.2 kN/m²;

Il peso considerato per la veletta ed il cordolo in appoggio è pari a:

$$(0.75 \times 0.43 + 0.09) \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 10.4 \text{ kN/m};$$

Il peso considerato per la veletta ed il cordolo in mezzeria è pari a:

$$(0.75 \times 0.21 + 0.09) \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.26 \text{ kN/m};$$

Il peso considerato per le barriere è pari a 1.5 kN/m;

Il peso considerato per le predalles è pari a: $(0.06 \times 7.5) \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 11.25 \text{ kN/m}$

Il peso considerato per il massetto varia in funzione della geometria: in appoggio si ha un carico distribuito medio pari a $0.31 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7.75 \text{ kN/m}$; in mezzeria si ha $0.09 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2.18 \text{ kN/m}$

PROGETTAZIONE ATI:

5.2 DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE

5.2.1 PRECOMPRESSIONE

Per le travi utilizzate si utilizzano cavi a fili aderenti di diametro 0.6' con area pari a 139mm^2 , con le seguenti tensioni caratteristiche:

$$f_{ptk}=1860 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_p(0,1)k=1670 \text{ N/mm}^2.$$

Il tiro è pari a 20t, per una tensione su singolo cavo pari a 1414 N/mm^2 .

Nel software di calcolo vengono calcolate le perdite dovute al trasferimento della precompressione, degli effetti reologici e del rilassamento dell'acciaio secondo quanto riportato in UNI EN 1992-1-1 al capitolo 3.3.2(7) equazione (3.29), considerando un acciaio di classe 2. Si mostra la variazione di tensione nei cavi dovute alle perdite di tensione nelle tre fasi di calcolo impostate nel modello.

Come si può vedere a tempo $t=500000 \text{ h}$ si ha una tensione pari a 1166 MPa (161 kN) con una perdita totale del 20%.

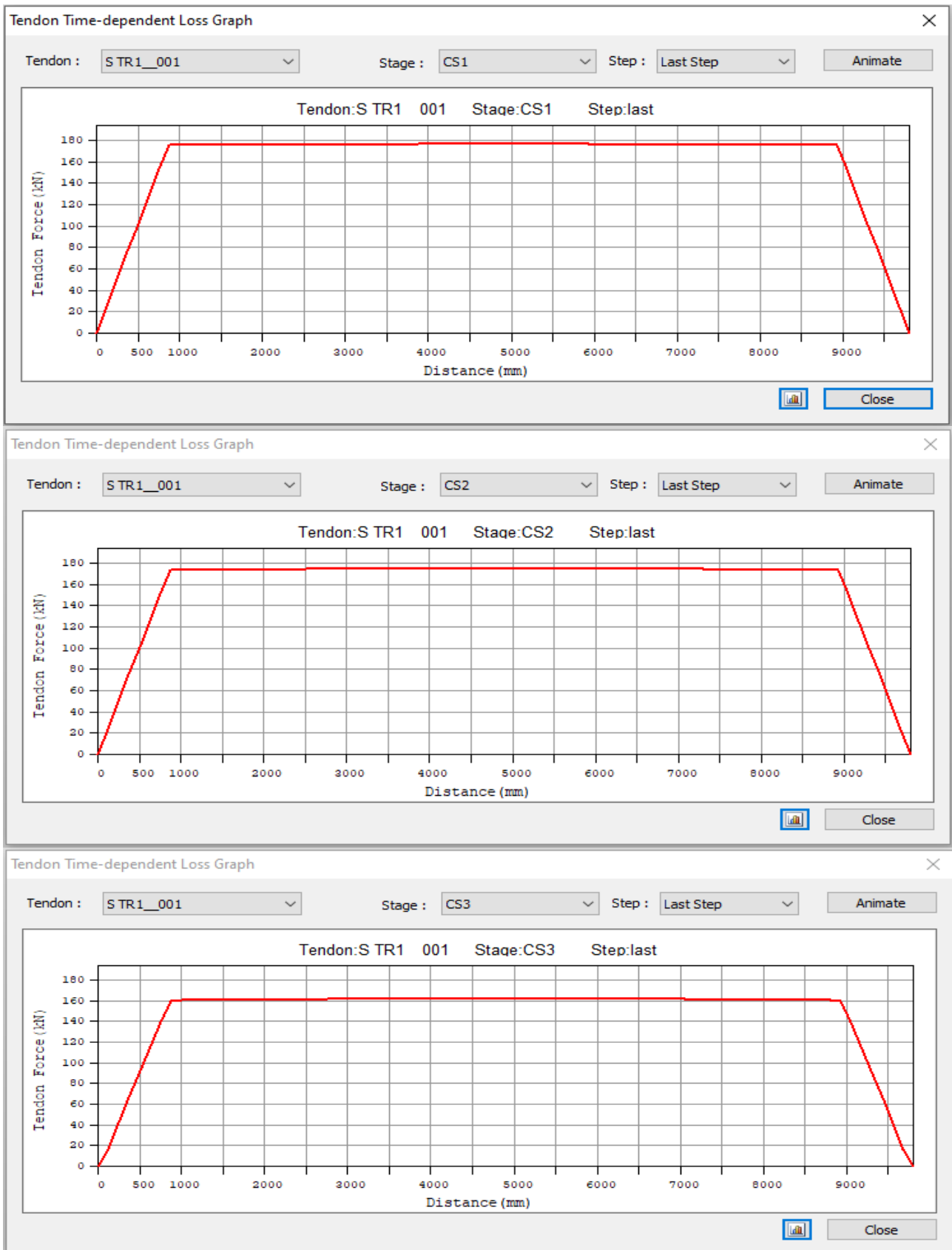


Figura 5: forza di precompressione a perdite a lungo termine avvenute

PROGETTAZIONE ATI:

5.2.2 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ

Mediante il software di calcolo midas Civil sono stati implementati gli effetti reologici dei materiali, utilizzando le indicazioni fornite in UNI EN 1992-1-1. Viene mostrato il coefficiente di viscosità e ritiro in funzione del tempo, considerando un cemento di tipo R.

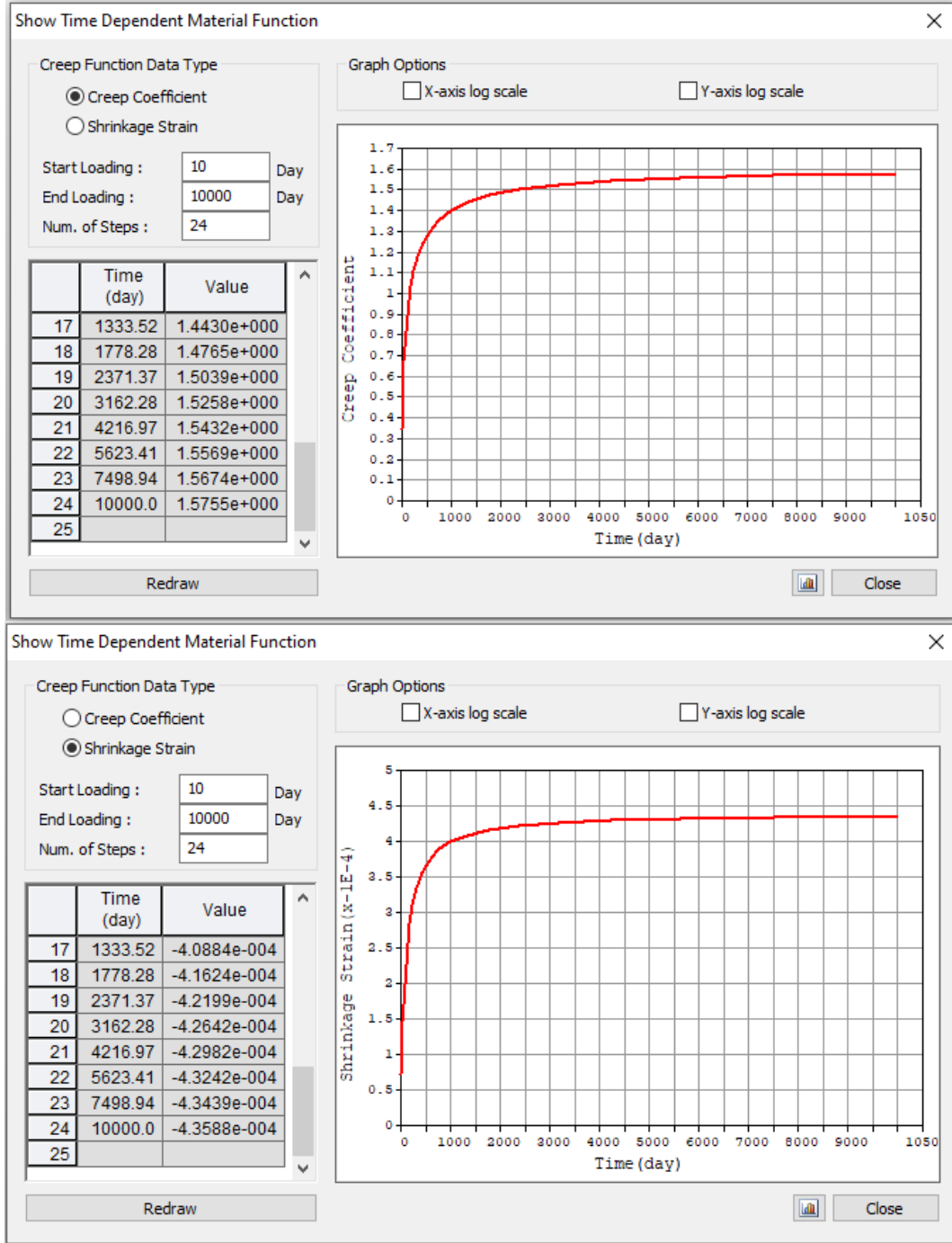
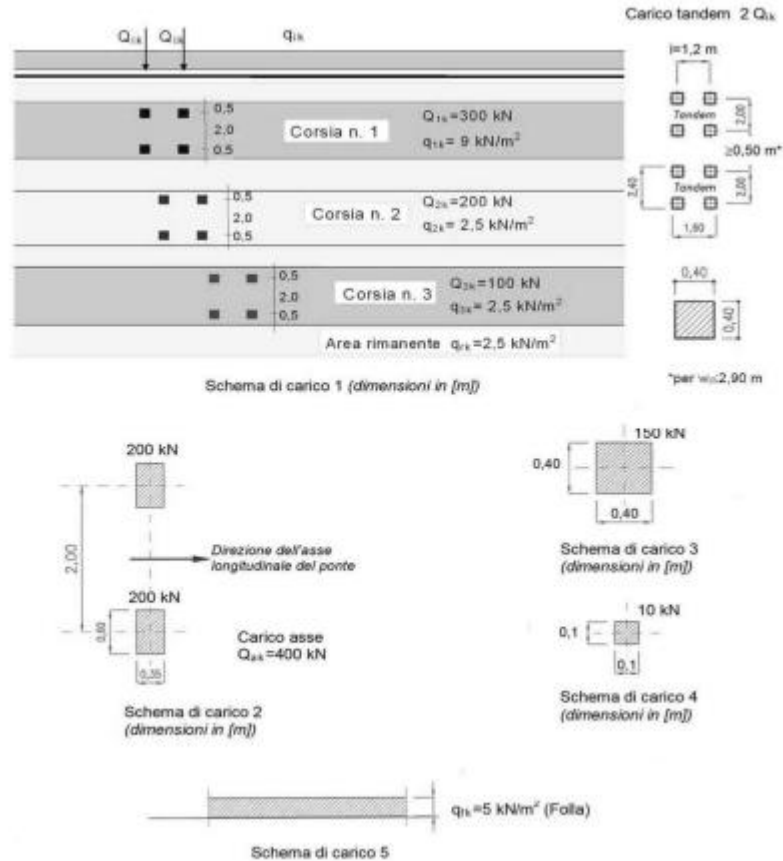


Figura 6: curva utilizzato per il calcolo dei coefficienti di ritiro e viscosità per le travi prefabbricate

5.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Si considera una sede stradale di larghezza 6,00 m. Sono state pertanto definite 2 colonne di carico di larghezza $w=3,0$ m. si riporta lo schema di carico 1 utilizzato secondo quanto indicato nel §5.1.3.3.5 delle NTC18



Vengono mostrate le stese di carico più rappresentative, il software mediante analisi di linee di influenza posiziona in automatico i carichi per massimizzare le sollecitazioni indagate.

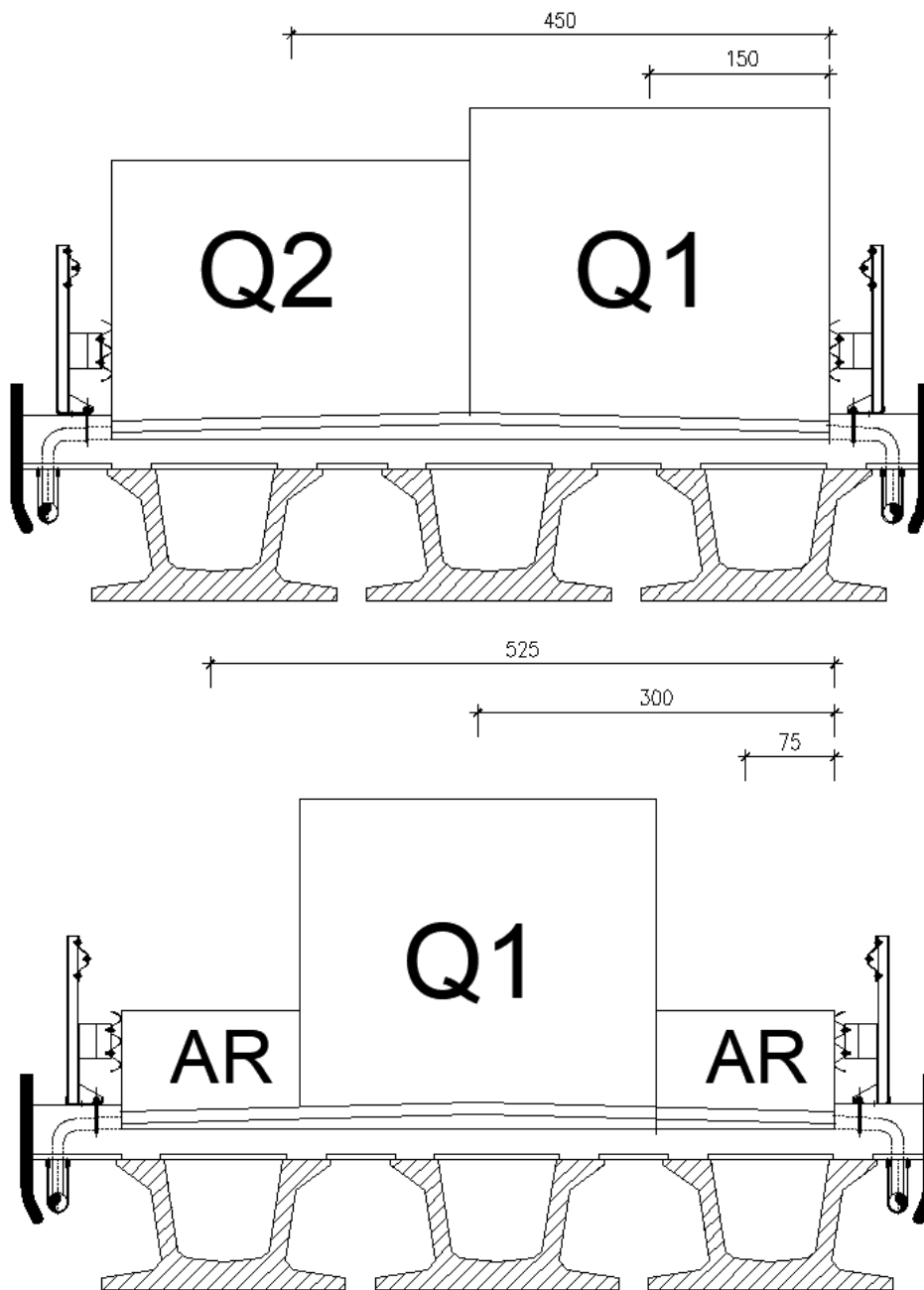


Figura 7: Stese di carico

PROGETTAZIONE ATI:

5.4 AZIONE DI FRENAMENTO

L'azione di frenamento è stata calcolata secondo quanto riportato in §5.1.3.5 delle NTC18, e risulta pari a 427 kN.

5.5 AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è stata calcolata secondo quanto riportato nelle CNR DT207 R1/2018, seguendo le indicazioni specifiche per i viadotti. Si riportano i dati per il calcolo nelle condizioni di ponte scarico e successivamente di ponte carico

ZONA		3	
Velocità di base di riferimento al livello del mare	$V_{b,s}$	27	[m/s]
Altitudine sul livello del mare Tab 3.1	a_s	500	[m]
Coefficiente Tab 3.1	k_s	0.37	[]
Altitudine sul livello del mare	a_s	300	[m]
Coefficiente di altitudine	c_s	1	[]
Tempo di ritorno	T_R	50	[anni]
Coefficiente di ritorno	c_r	1.000	[]
Densità dell'aria	ρ	1.25	[kg/m ³]
Velocità di base di riferimento	V_b	27	[m/s]
Velocità di riferimento di progetto	V_r	27	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento	q_r	455.63	[N/m ²]
Classe di rugosità		D	[]
Esposizione del sito		II	[]
Cat. di esposizione		2	[]
Fattore di terreno	k_r	0.19	[]
Aunghezza di rugosità	z_R	0.05	[]
Altezza minima	z_{min}	4	[m]
Altezza massima ponte	z_{max}	7	[m]
Coefficiente di esposizione	$c_{e(z_{max})}$	2.130	[]
Coefficiente di topografia	c_t	1	[]
Coefficiente di pressione	c_p	1	[]
Coefficiente dinamico	c_d	1	[]
Pressione del vento	P	0.971	[kN/m ²]
Larghezza dell'impalcato in direzione trasversale	d	7.2	[m]
Altezza ingombro impalcato	$h_{i,el}$	2.96	[m]
Coefficiente di forza orizzontale	c_{fx}	0.661	[]
Coefficiente di forza verticale	c_{fy}	0.943	[]
Coefficiente di momento torcente	c_{mz}	0.2	[]
Forza per unità di lunghezza orizzontale	f_{x1}	1.90	[kN/m]
Forza per unità di lunghezza verticale	f_{y1}	6.59	[kN/m]
Momento torcente per unità di lunghezza verticale	f_{z1}	10.06	[kN/m]

PROGETTAZIONE ATI:

ZONA		3	
Velocità di base di riferimento al livello del mare	$V_{b,e}$	27	[m/s]
Altitudine sul livello del mare Tab 3.1	a_e	500	[m]
Coefficiente Tab 3.1	k_e	0.37	[]
Altitudine sul livello del mare	a_e	300	[m]
Coefficiente di altitudine	c_e	1	[]
Tempo di ritorno	T_R	50	[anni]
Coefficiente di ritorno	c_r	1.000	[]
Densità dell'aria	ρ	1.25	[kg/m ³]
Velocità di base di riferimento	V_b	27	[m/s]
Velocità di riferimento di progetto	V_p	27	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento	q	455.63	[N/m ²]
Classe di rugosità		D	[]
Esposizione del sito		II	[]
Cat. di esposizione		2	[]
Fattore di terreno	k_s	0.19	[]
Altezza di rugosità	z_R	0.05	[]
Altezza minima	z_{min}	4	[m]
Altezza massima ponte	z_{max}	7	[m]
Coefficiente di esposizione	$c_{e(z_{max})}$	2.130	[]
Coefficiente di topografia	c_t	1	[]
Coefficiente di pressione	c_p	1	[]
Coefficiente dinamico	c_d	1	[]
Pressione del vento	P	0.971	[kN/m ²]
Larghezza dell'impalcato in direzione trasversale	d	7.2	[m]
Altezza ingombro impalcato	$h_{i,t}$	4.46	[m]
Coefficiente di forza orizzontale	c_{fx}	1.809	[]
Coefficiente di forza verticale	c_{fv}	0.861	[]
Coefficiente di momento torcente	c_{mz}	0.2	[]
Forza per unità di lunghezza orizzontale	f_{x1}	7.83	[kN/m]
Forza per unità di lunghezza verticale	f_{v1}	6.02	[kN/m]
Momento torcente per unità di lunghezza verticale	f_{t1}	10.06	[kN/m]

5.6 AZIONE CENTRIFUGA

L'azione centrifuga è stata calcolata secondo quanto riportato in §5.1.3.6 delle NTC18, utilizzando un raggio di curvatura pari a 220m, l'azione risulta pari a 181.2 kN.

5.7 AZIONE TERMICA

La temperatura dell'aria esterna viene calcolata secondo le indicazioni del capitolo 3.5.2 delle NTC18: nel caso in esame si considera la Zona III.

$$T_{min} = -8 - 6 * \frac{a_s}{1000} = -8 - 6 * \frac{300}{1000} = -9.8$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$T_{max} = 42 - 0.3 * \frac{a_s}{1000} = 42 - 0.3 * \frac{300}{1000} = +41.9$$

La variazione di temperatura uniforme dipende dalla minima ($T_{e,min}$) e dalla massima ($T_{e,max}$) temperatura che il ponte raggiunge, le quali sono funzione del tipo di impalcato, come indicato in UNI EN 1-5 [6.1.1]: nel caso in esame consideriamo il Tipo 3, ovvero impalcato di calcestruzzo con struttura a trave. Mediante il grafico di fig. 6.1 dell'Eurocodice è possibile ottenere le seguenti temperature:

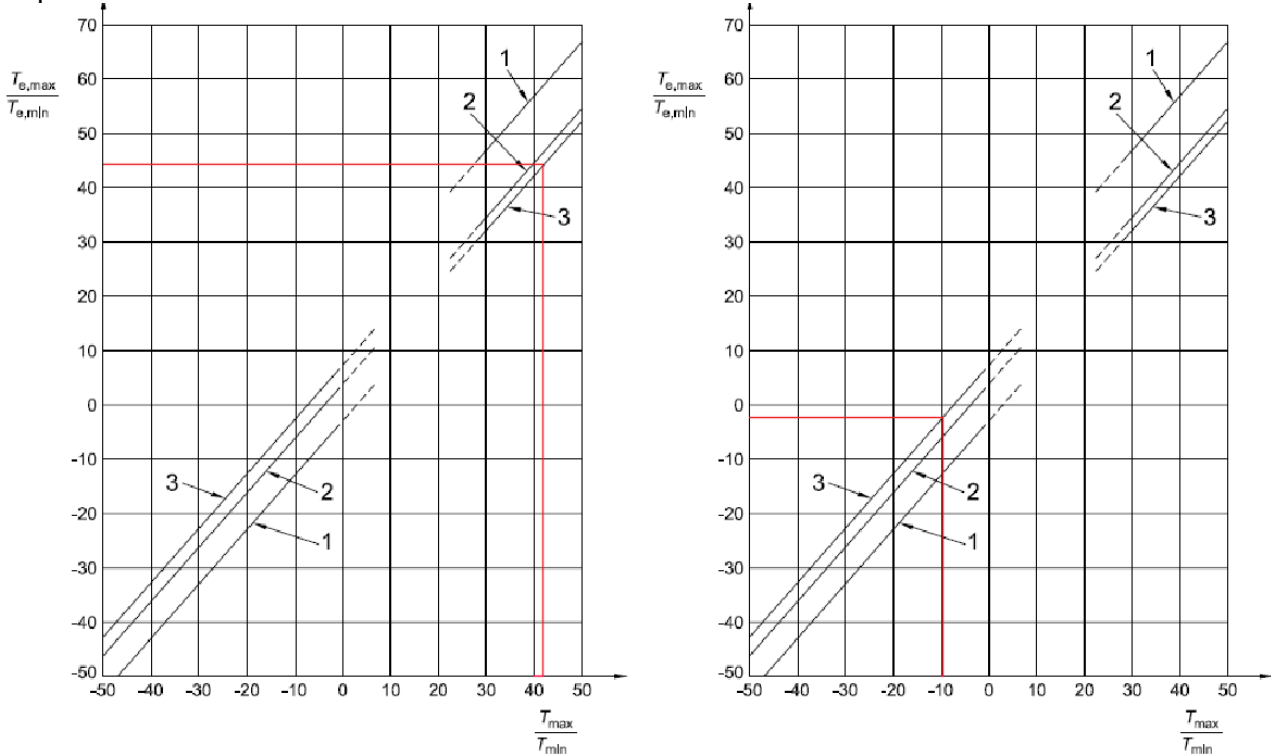


Figura 8: Temperatura massima (sinistra) e temperatura minima (destra)

L'impalcato può raggiungere le seguenti temperature:

$$T_{e,max} = +44.6^\circ$$

$$T_{e,min} = -2.7^\circ$$

Utilizzando T_0 pari a 15° di hanno le deformazioni termiche uniformi

$$\Delta T_{N,exp} = 29.6^\circ$$

$$\Delta T_{N,con} = -17.7^\circ$$

Per gli stati limite di deformazione è stato utilizzato il gradiente termico indicato in C5.1.4.5.

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0 \quad [C5.1.3]$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0 \quad [C5.1.4]$$

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \quad [C5.1.5]$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \quad [C5.1.6]$$

$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione senza alcuna prerogolazione per effetti termici.
$\Delta T_0 = 30^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	

PROGETTAZIONE ATI:

6 CRITERI DI CALCOLO ADOTTATI

6.1. ANALISI GLOBALE ELASTICA

L'analisi è eseguita secondo il metodo globale elastico. Il programma di calcolo utilizzato per la modellazione è midas Civil (2021 VS.1.2).

L'analisi viene svolta dal programma eseguendo tre fasi di calcolo:

- Fase 1: presenza dei traversi e delle sole travi, senza soletta, eseguendo il trasferimento della precompressione;
- Fase 2: aggiunta della soletta considerata come peso;
- Fase 3: la sezione della trave è completa di soletta collaborante, vengono inseriti i carichi permanenti portati ed infine i carichi variabili.

Durante le fasi il procedere del tempo viene utilizzato per calcolare gli effetti reologici secondo i coefficienti riportati nel capitolo 4.2.2 della presente relazione. La resistenza dei materiali viene calcolata secondo quanto riportato in EC2-1-1:2005 al capitolo 3.1.2(6) equazione (3.1) e (3.2).

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono state stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2018 e relativa Circolare. Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi si è fatto riferimento alla tab. 5.1.V (rif. Par. 2.6.1) delle NTC2018. I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono quelli riportati nella tab. 5.1.VI delle NTC2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, al p.to 2.5.3 delle NTC2018 definisce le seguenti tipologie di combinazioni di azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):
 $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione caratteristica (SLE rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione frequente (SLE frequente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{1,i} Q_{k,i}$
- Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione sismica (SLV):
 $E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione eccezionale (ECC):
 $A_d + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- $G_1 \rightarrow$ valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $G_2 \rightarrow$ valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- $P \rightarrow$ valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;

PROGETTAZIONE ATI:

- Q_{k1} → valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{k,i}$ → valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} → coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} → coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P → coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} → coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ → coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,i}$ → coefficienti di combinazione per i vari stati limite.

Il simbolo “+” (nelle combinazioni di carico riportate sopra) è da intendersi come “combinato con”. In particolare, con riferimento ai carichi variabili da traffico, si sono utilizzati i coefficienti di combinazione di carico indicati nelle NTC2018 alla tab. 5.1.VI.

Azioni	Effetto del carico	ψ_0 (di combinazione)	ψ_1 (valori frequenti)	ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.0
	Gruppo 1 – Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ – ponte scarico esecuzione	0.80	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ – ponte scarico SLU e SLE	0.60	0.20	0.0
	$q_{5,v}$ – ponte carico	0.60	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.60	0.60	0.50

Nelle verifiche agli stati limite ultimi, da norma NTC2018, si distinguono i seguenti casi:

- **EQU** → stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** → stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** → stato limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella sottostante (5.1.V NTC18), mentre per le verifiche strutturali si utilizzeranno i coefficienti della colonna STR.

Tipi di carico	Effetto del carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00

PROGETTAZIONE ATI:

traffico	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ritiro e viscosità, cedimenti vincolari	Favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.20	1.20	1.20

7 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato eseguito con il software midas Civil (vs 1.2 2021).

Per la valutazione delle sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali, viene realizzato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti completo in cui l'impalcato è modellato con elementi frame, che rappresentano le travi e i traversi di testata, ed elementi plate per la soletta.

Gli appoggi sono schematizzati con elementi di tipo link.

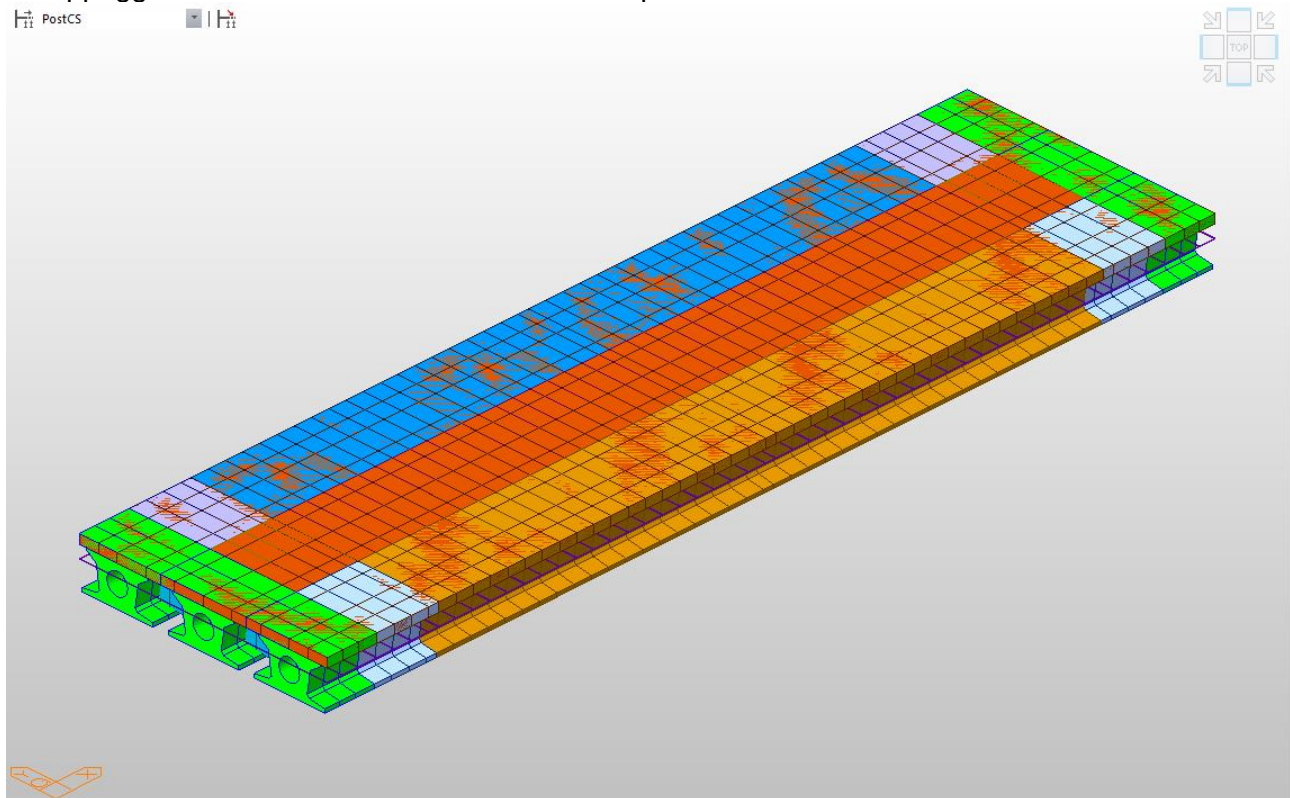


Figura 9: Vista assometrica modello 3D

7.1 DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Nel seguito si riportano le immagini relative al graticcio di nodi ed elementi che costituiscono il modello di analisi e calcolo delle sollecitazioni; si riportano le immagini relative al modello nella sua globalità e le immagini relative alla numerazione delle aste.

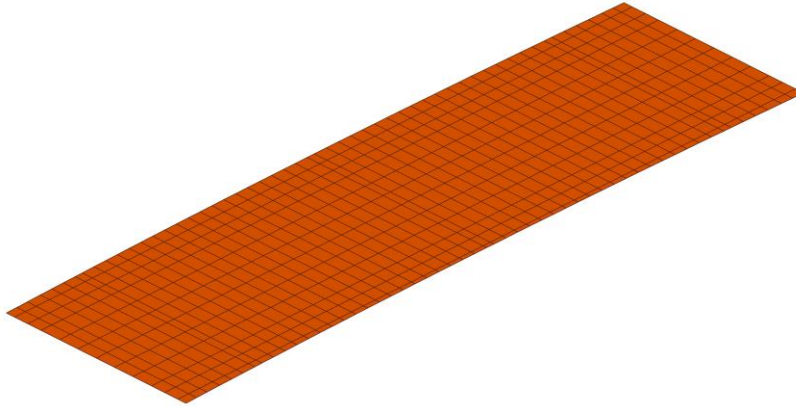


Figura 10: modello completo



Figura 11: Visualizzazione travi e traversi

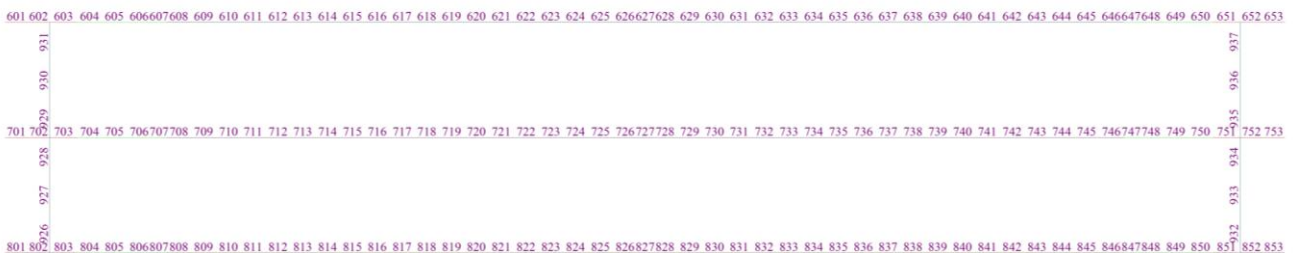


Figura 12: Numerazione travi e traversi

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.1 VINCOLI

La struttura è vincolata mediante Rigid link agli appoggi in neoprene, che nel modello sono schematizzati come molle aventi rigidità secondo le caratteristiche degli appoggi dimensionati nei capitoli successivi. Gli appoggi in neoprene sono vincolati tramite vincoli fissi per simulare la presenza delle spalle.

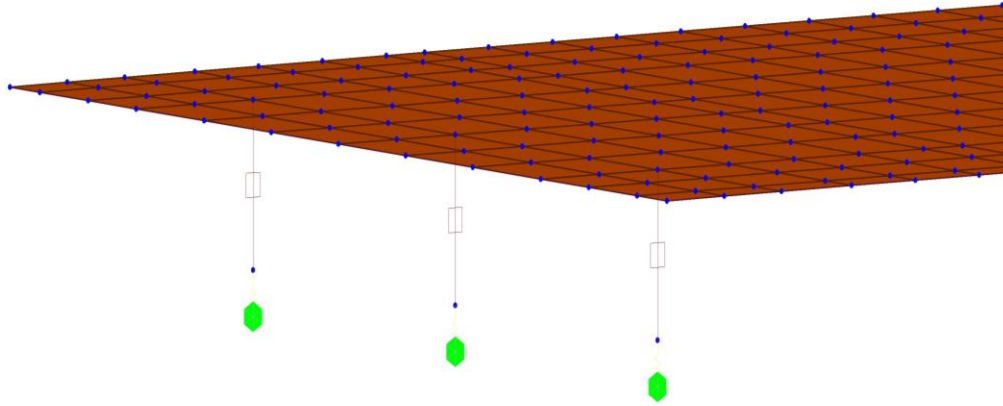


Figura 13: Dettaglio vincoli

7.1.2 CARICHI

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal software considerando il peso specifico del materiale.

I carichi permanenti ed il vento vengono applicati come forze sugli elementi frame che rappresentano le travi, fatta eccezione per il carico del massetto che viene applicato alla mesh rappresentante la soletta.

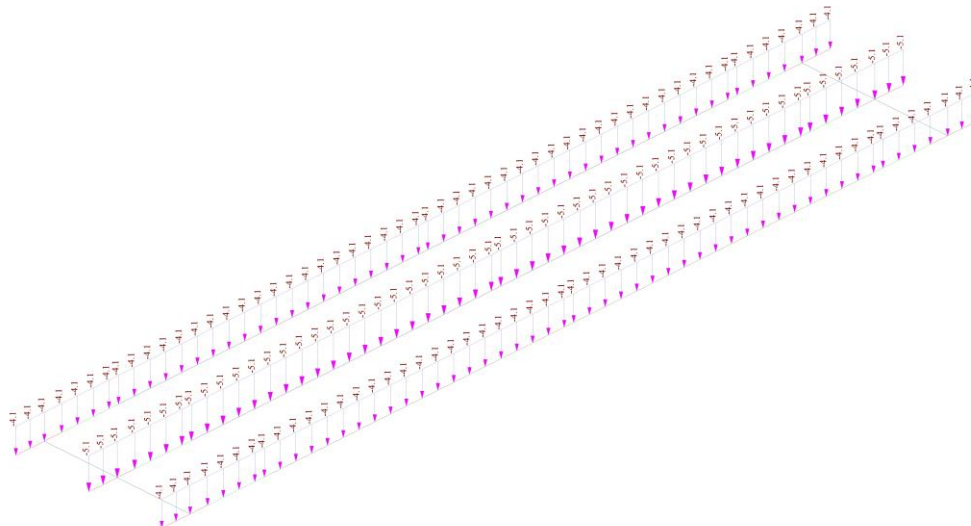


Figura 14: Carico pavimentazione

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTI E PONTI – PONTE VIABILITÀ SECONDARIA – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

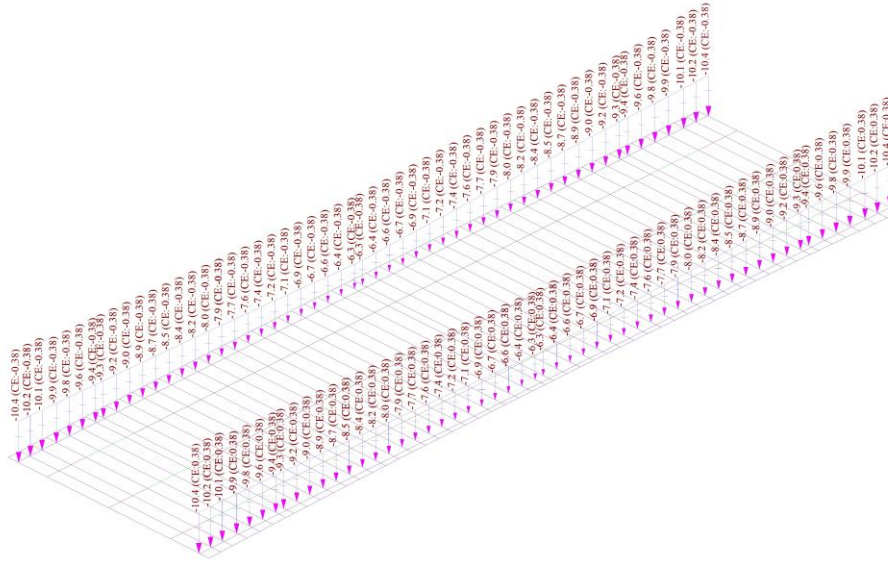


Figura 15: Carico cordolo

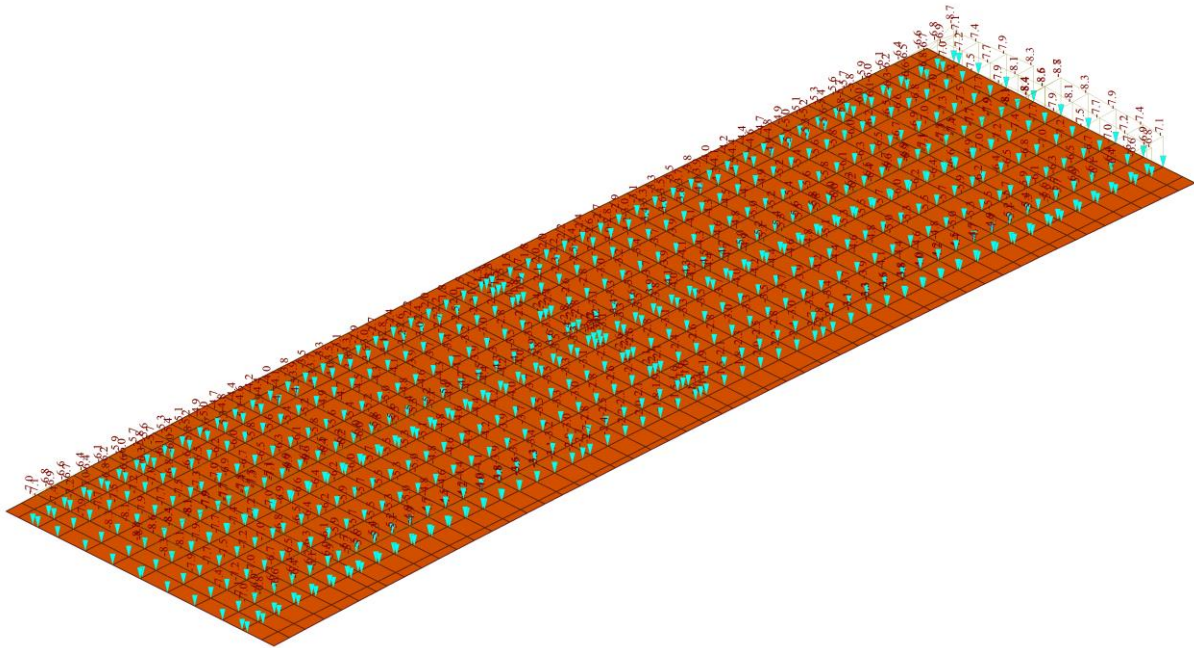


Figura 16: Carico massetto

PROGETTAZIONE ATI:

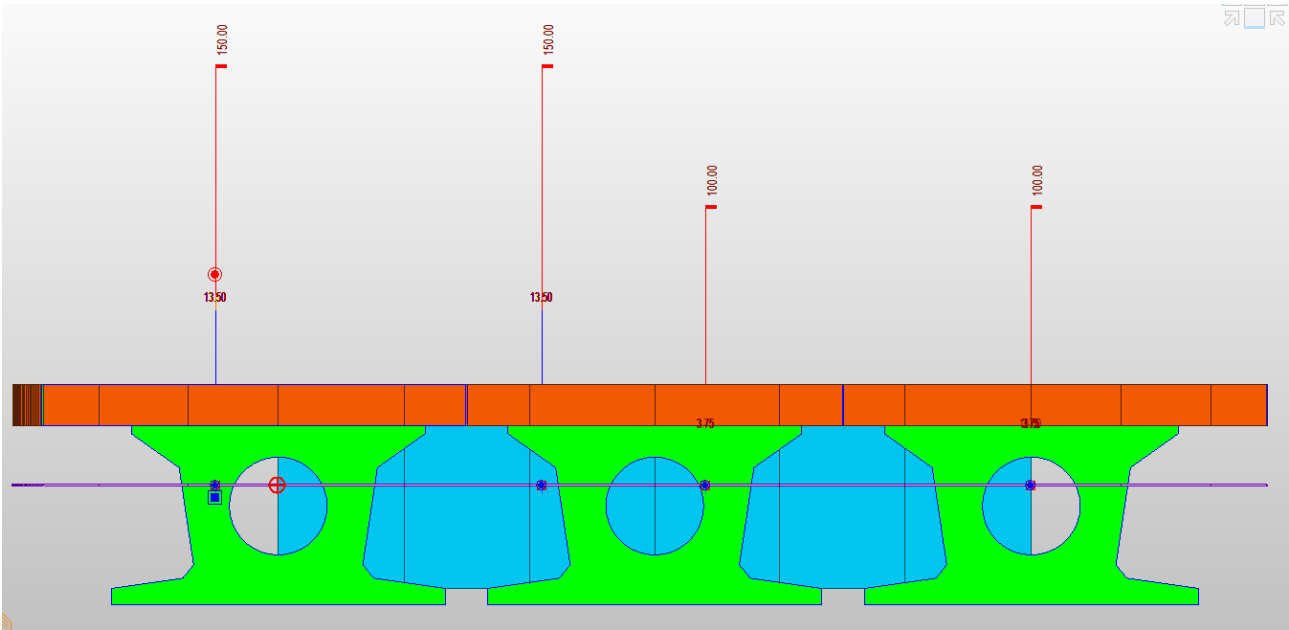


Figura 17: Sezione trasversale impalcato con carichi mobili applicati

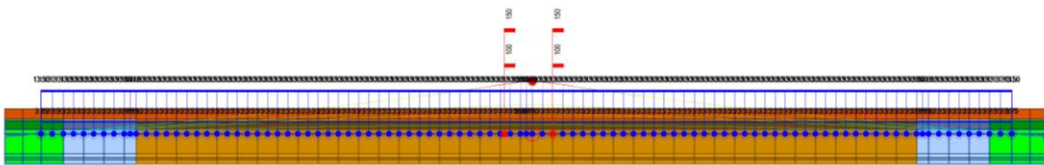


Figura 18: Profilo longitudinale impalcato con carichi mobili applicati

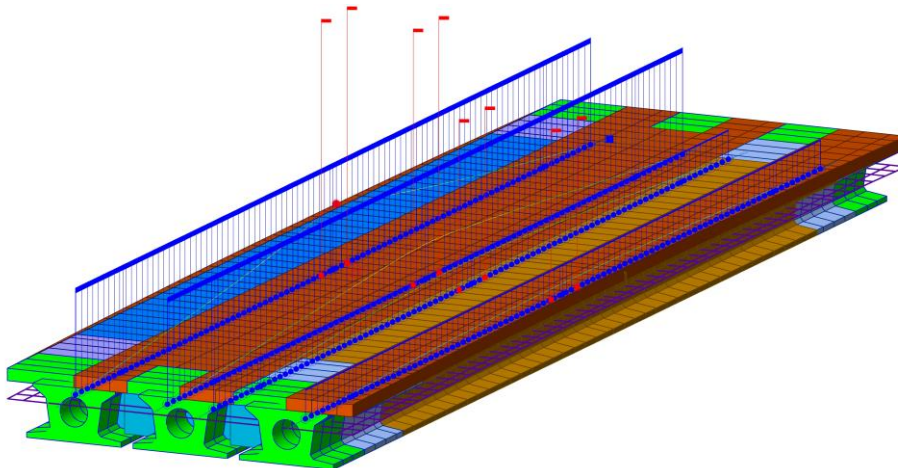


Figura 19: Vista assonometrica 3D impalcato

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.3 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

- Testata senza soletta Testata con soletta

Section Properties		
Area	1.19383e+000	m ²
WArea	1.19383e+000	m ²
Asy	7.98907e-001	m ²
Asz	5.98432e-001	m ²
Ixx	2.15333e-001	m ⁴
Iyy	1.69936e-001	m ⁴
Izz	2.57045e-001	m ⁴

Section Properties		
Area	1.79120e+000	m ²
WArea	1.84383e+000	m ²
Asy	1.33094e+000	m ²
Asz	7.98345e-001	m ²
Ixx	3.72334e-001	m ⁴
Iyy	3.63292e-001	m ⁴
Izz	6.02520e-001	m ⁴

- Raccordo senza soletta Raccordo con soletta

Section Properties		
Area	9.49575e-001	m ²
WArea	9.49575e-001	m ²
Asy	3.74774e-001	m ²
Asz	5.01816e-001	m ²
Ixx	2.72881e-002	m ⁴
Iyy	1.23886e-001	m ⁴
Izz	2.43667e-001	m ⁴

Section Properties		
Area	1.54694e+000	m ²
WArea	1.59958e+000	m ²
Asy	9.39682e-001	m ²
Asz	6.47293e-001	m ²
Ixx	3.49324e-001	m ⁴
Iyy	3.48103e-001	m ⁴
Izz	5.88434e-001	m ⁴

- Centrale senza soletta Centrale con soletta

Section Properties		
Area	7.45490e-001	m ²
WArea	7.45490e-001	m ²
Asy	3.06805e-001	m ²
Asz	3.11425e-001	m ²
Ixx	1.35970e-002	m ⁴
Iyy	1.01251e-001	m ⁴
Izz	2.17025e-001	m ⁴

Section Properties		
Area	1.34286e+000	m ²
WArea	1.39549e+000	m ²
Asy	8.49193e-001	m ²
Asz	4.14742e-001	m ²
Ixx	3.04597e-001	m ⁴
Iyy	3.30789e-001	m ⁴
Izz	5.61003e-001	m ⁴

Vengono elencate le caratteristiche statiche delle sezioni delle travi centrali e intermedie

- Testata senza soletta Testata con soletta

Section Properties			Section Properties		
Area	1.19383e+000	m ²	Area	1.72227e+000	m ²
WArea	1.19383e+000	m ²	WArea	1.76883e+000	m ²
Asy	7.98907e-001	m ²	Asy	1.28016e+000	m ²
Asz	5.98433e-001	m ²	Asz	8.08295e-001	m ²
Ixx	2.15333e-001	m ⁴	Ixx	3.70735e-001	m ⁴
Iyy	1.69936e-001	m ⁴	Iyy	3.47717e-001	m ⁴
Izz	2.57045e-001	m ⁴	Izz	4.89999e-001	m ⁴

- Raccordo senza soletta Raccordo con soletta

	Value(Before)	Value(After)	Unit
Area	9.495481e-001	1.461554e+000	m ²
Asy	3.619282e-001	7.902309e-001	m ²
Asz	4.834449e-001	2.703601e-001	m ²
Ixx	2.209800e-002	2.939207e-002	m ⁴
Iyy	1.238814e-001	3.271293e-001	m ⁴
Izz	2.436610e-001	4.693702e-001	m ⁴

- Centrale senza soletta Centrale con soletta

	Value(Before)	Value(After)	Unit
Area	7.454309e-001	1.257436e+000	m ²
Asy	2.957578e-001	7.595711e-001	m ²
Asz	3.002852e-001	3.973931e-001	m ²
Ixx	1.033148e-002	2.874852e-001	m ⁴
Iyy	1.012374e-001	3.111589e-001	m ⁴
Izz	2.170103e-001	4.427194e-001	m ⁴

7.1.4 ANALISI GLOBALE E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni caratteristiche per i principali carichi.

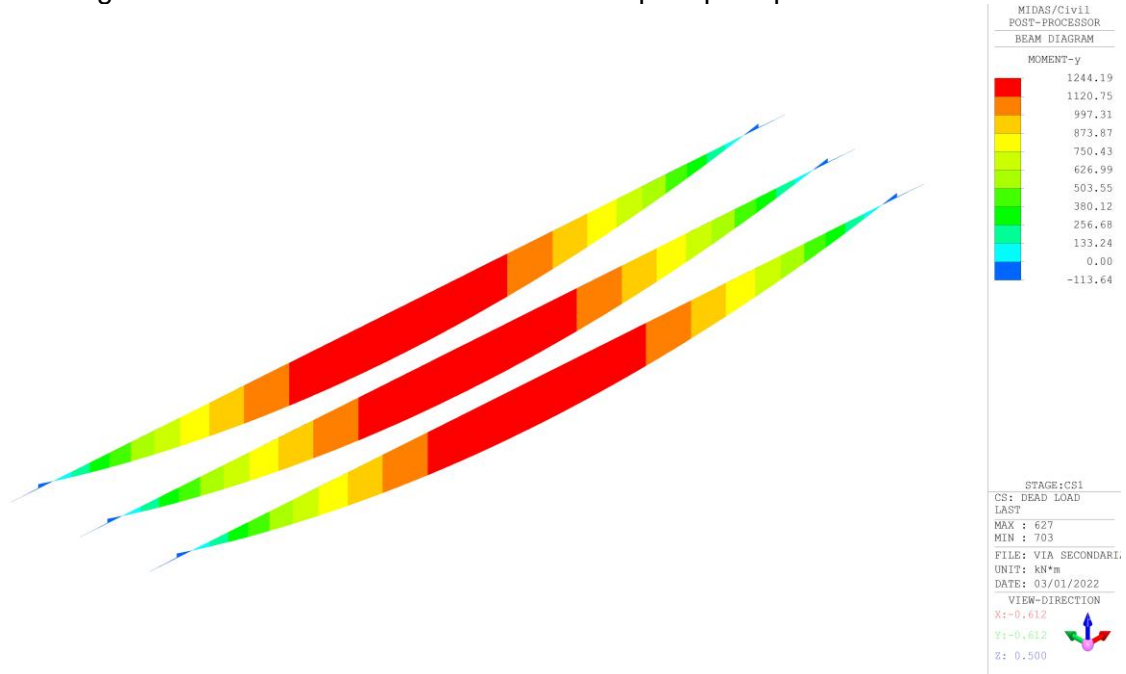


Figura 20: Momento flettente G1 Fase 1

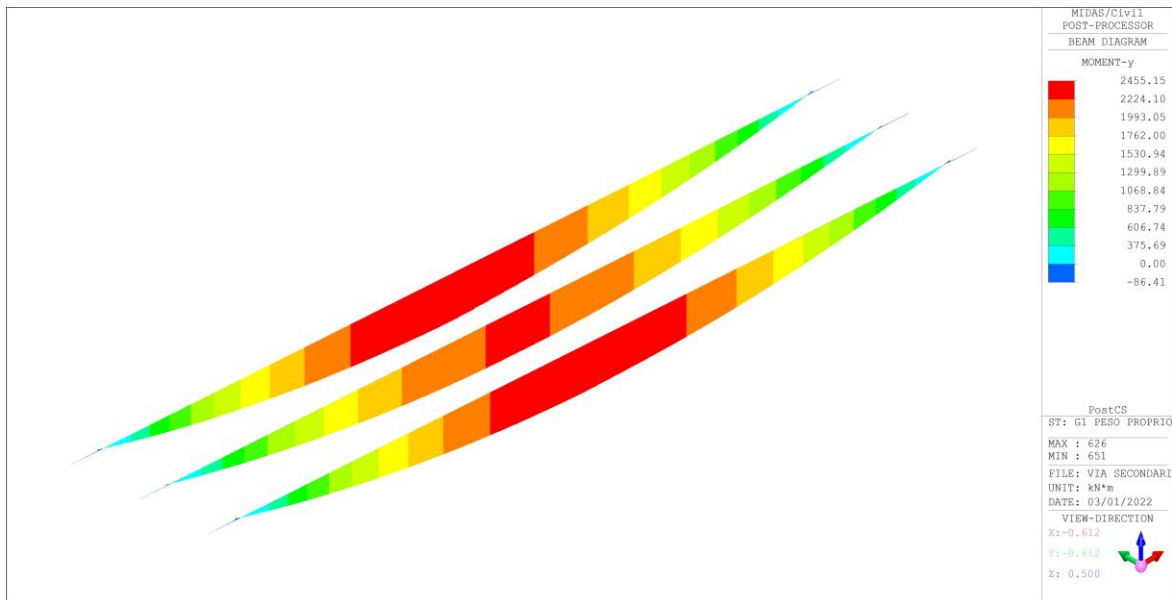


Figura 21: Momento flettente G1 Fase 2

PROGETTAZIONE ATI:

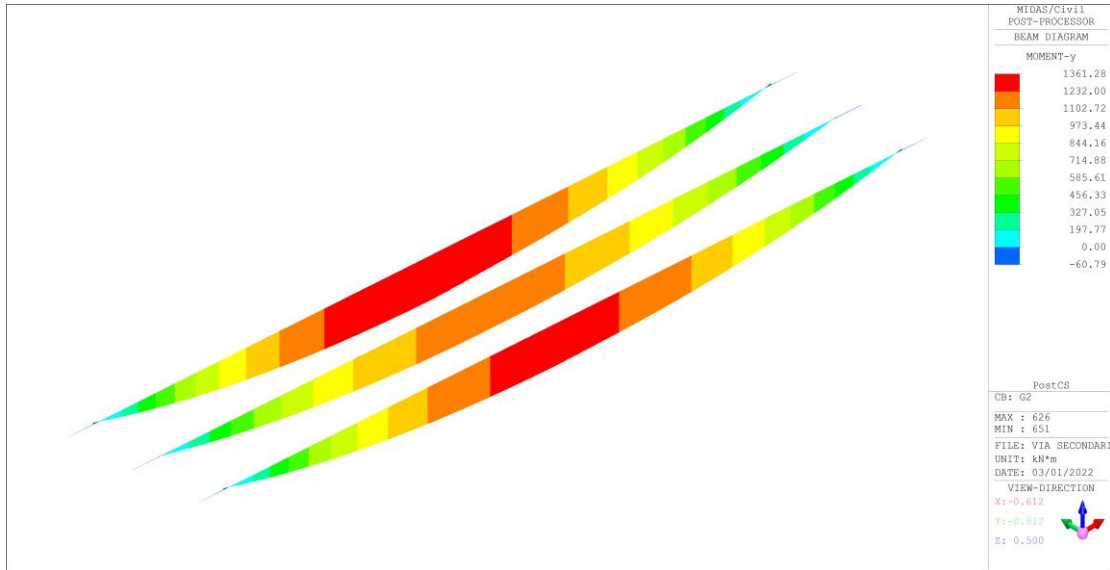


Figura 22: Momento flettente G2

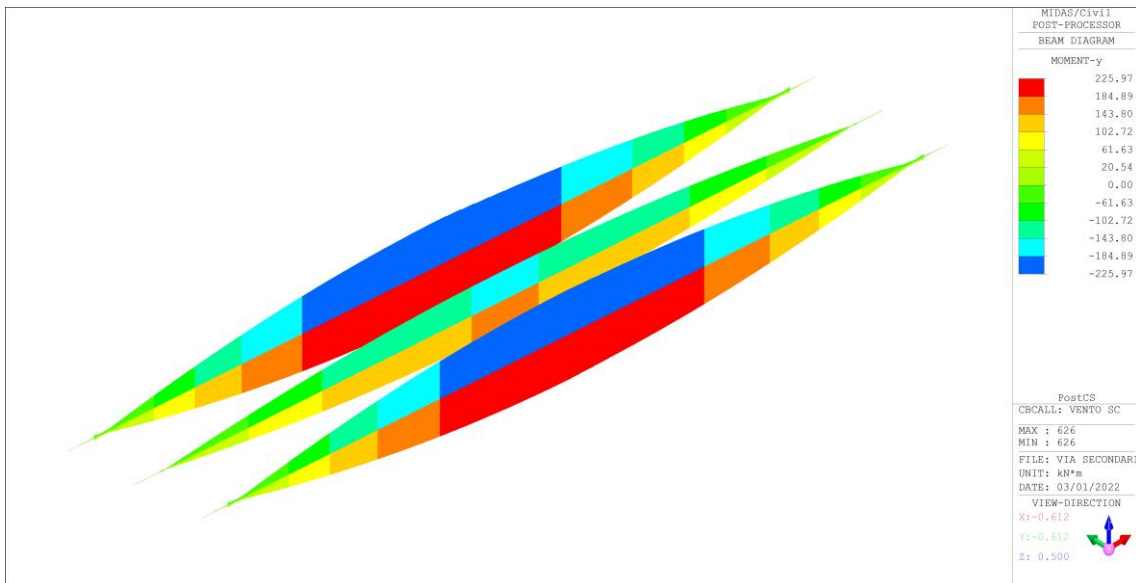


Figura 23: Momento flettente vento ponte scarico (INV)

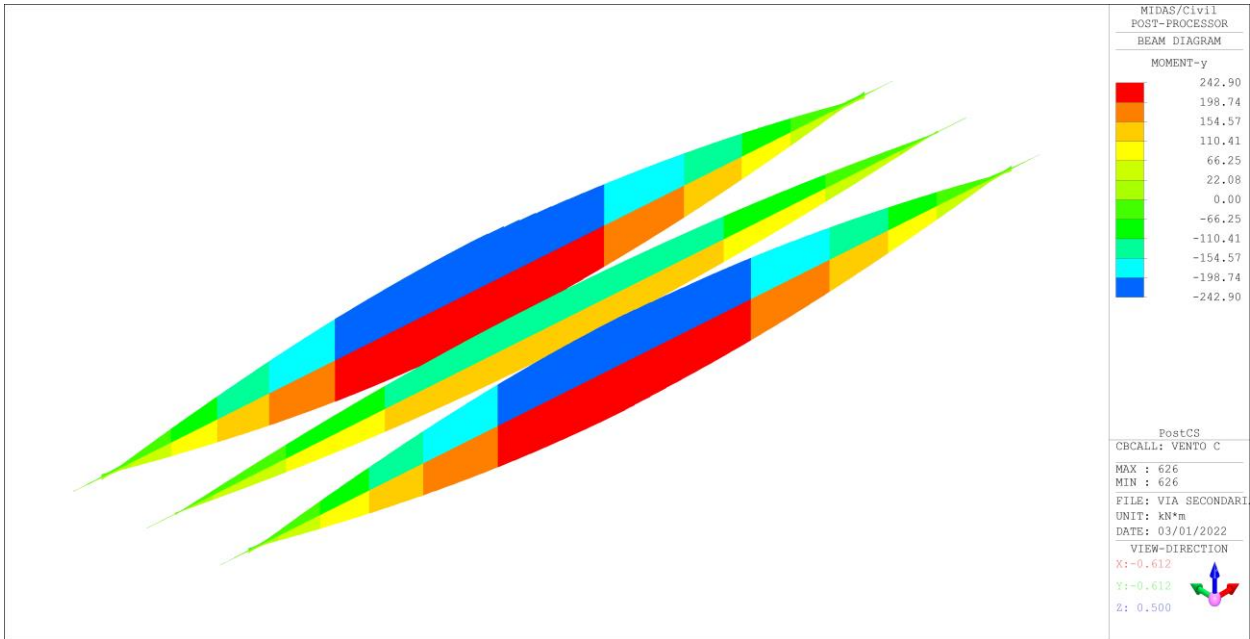


Figura 24: Momento flettente vento ponte carico (INV)

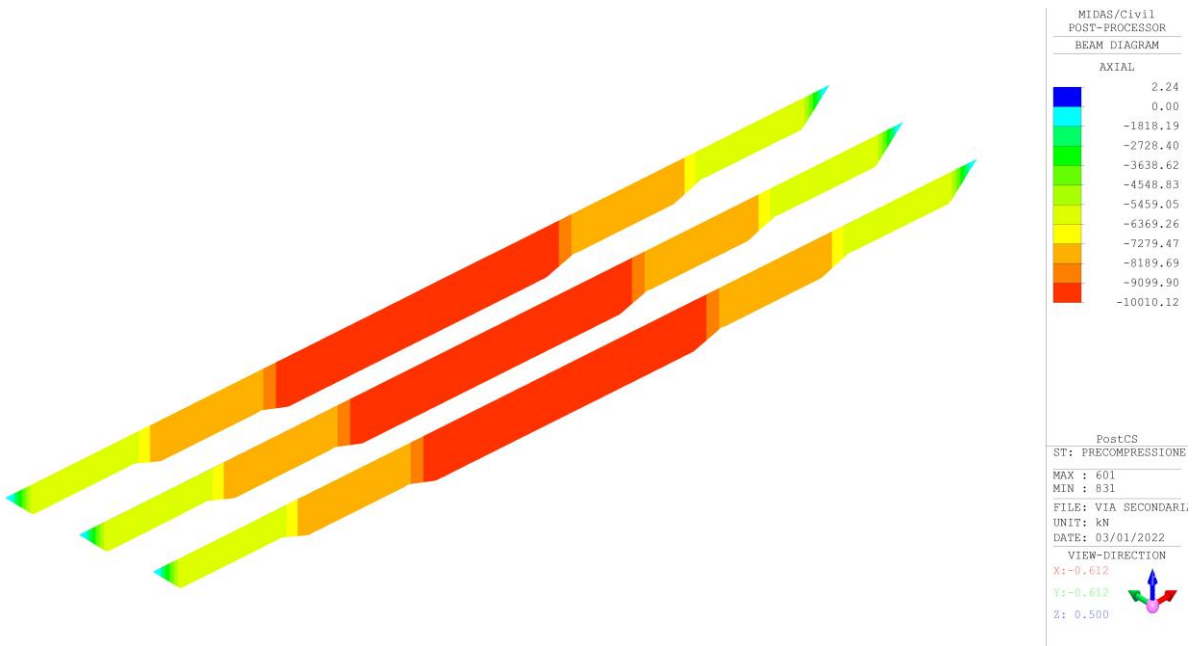


Figura 25: Sforno normale di precompressione

PROGETTAZIONE ATI:

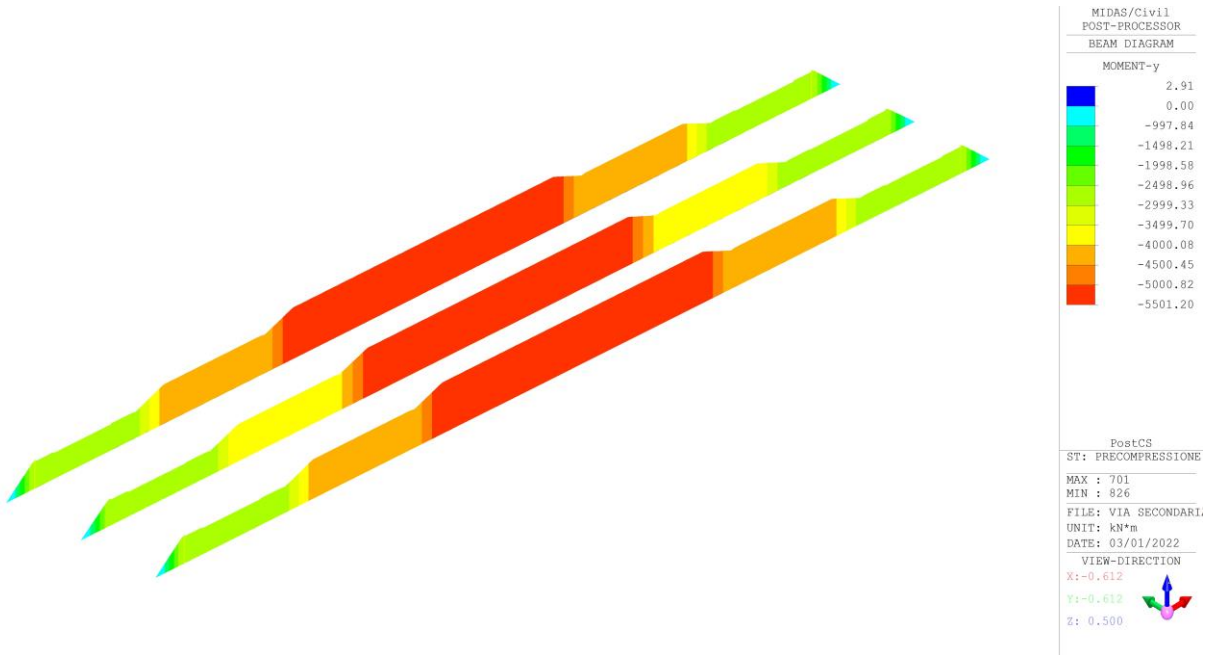


Figura 26: Momento flettente precompressione

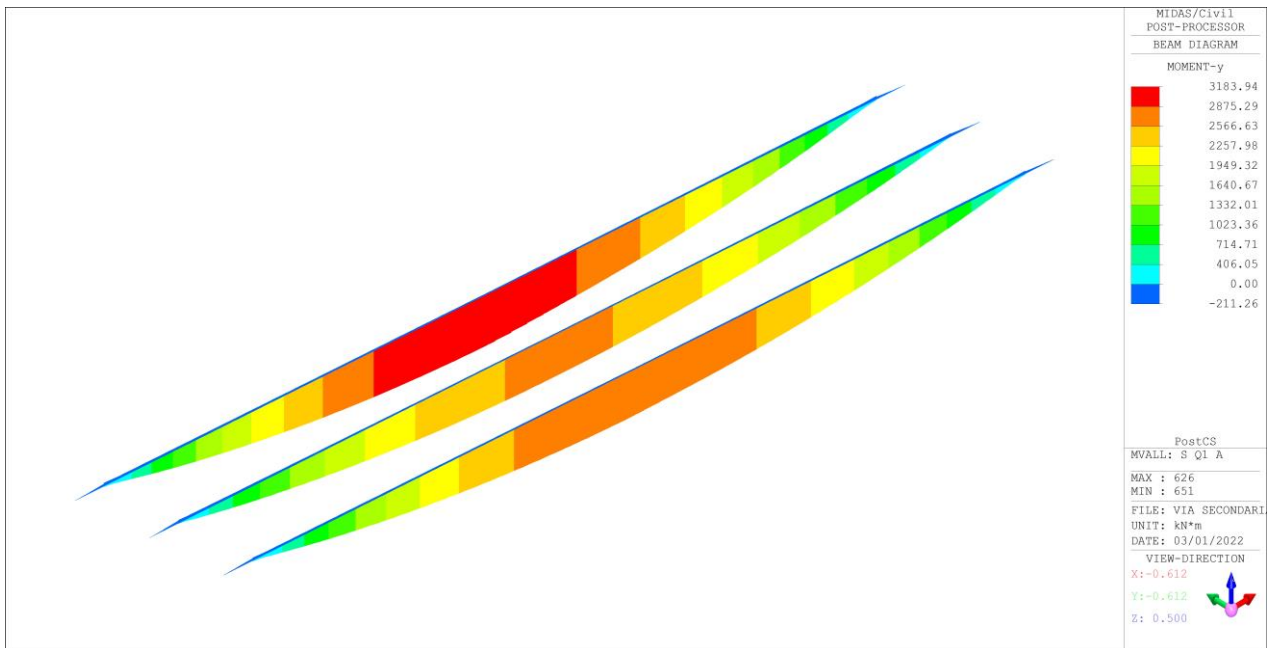


Figura 27: Momento flettente stesa di carichi mobili eccentrica

PROGETTAZIONE ATI:

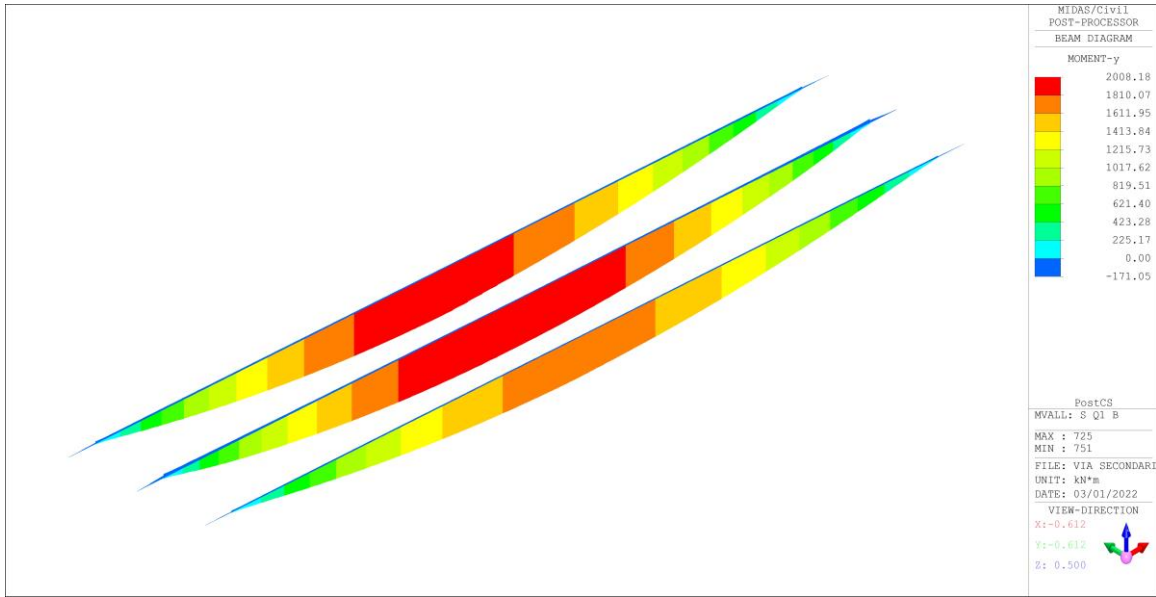


Figura 28: Momento flettente stesa di carichi mobili centrata



Figura 29: Momento flettente G1

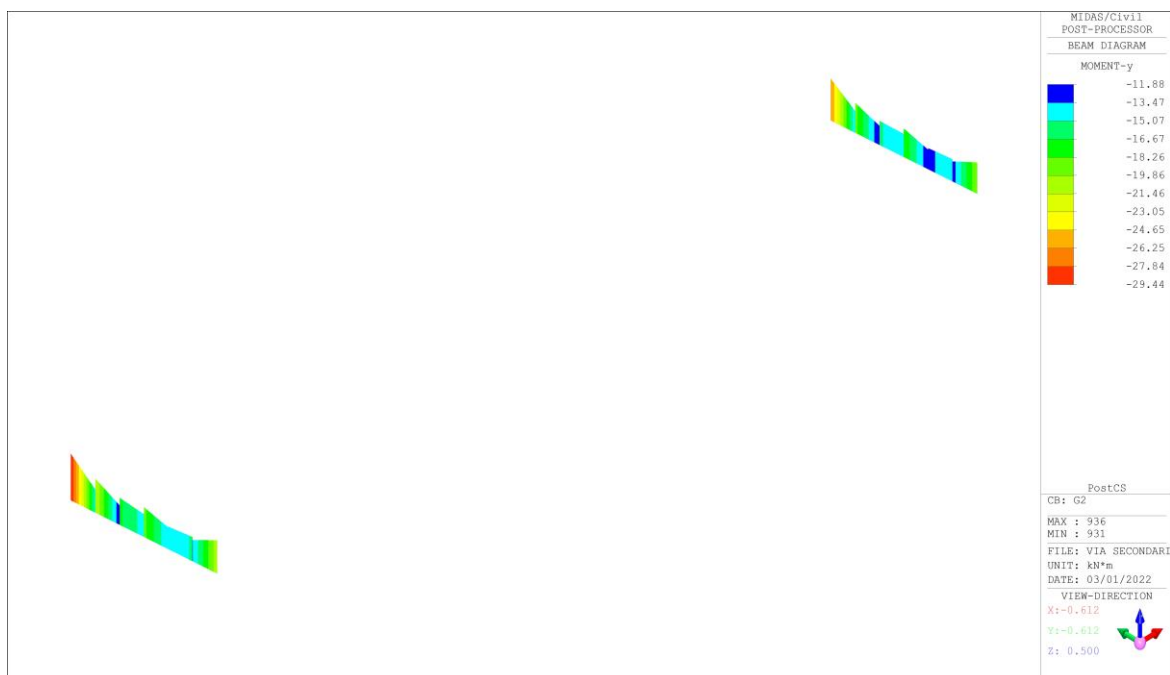


Figura 30: Momento flettente G2



Figura 31: Momento flettente vento ponte scarico (INV)

PROGETTAZIONE ATI:



Figura 32: Momento flettente vento ponte carico (INV)

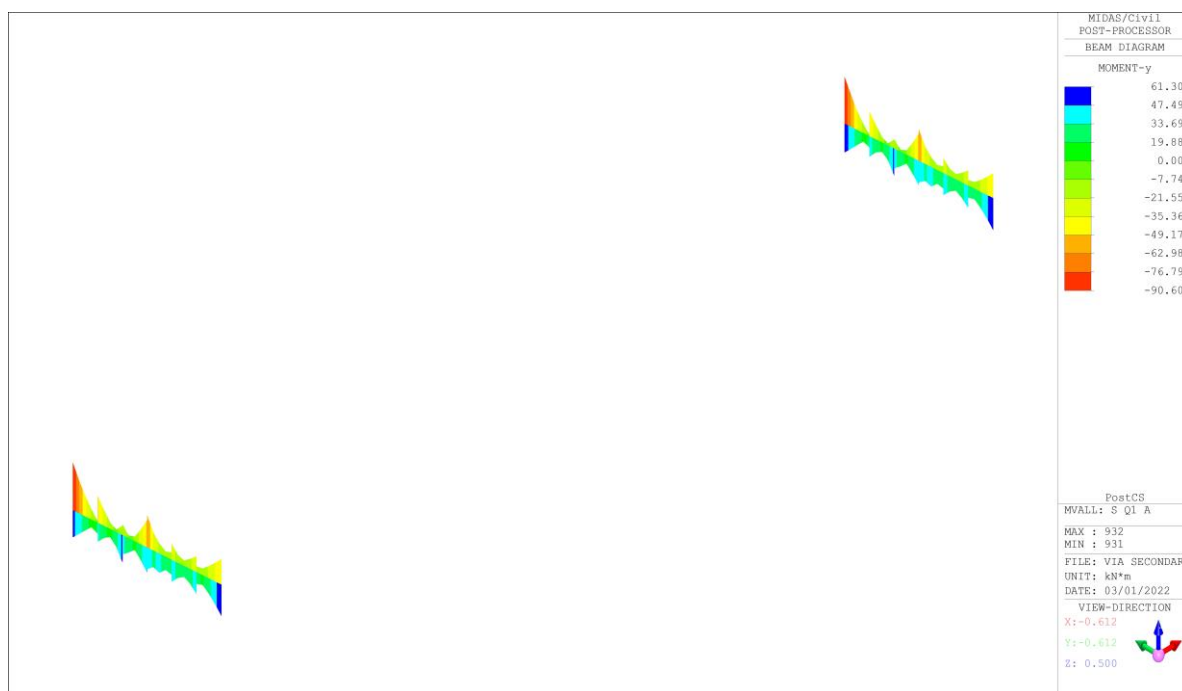


Figura 33: Momento flettente stesa di carichi mobili eccentrica (INV)

PROGETTAZIONE ATI:

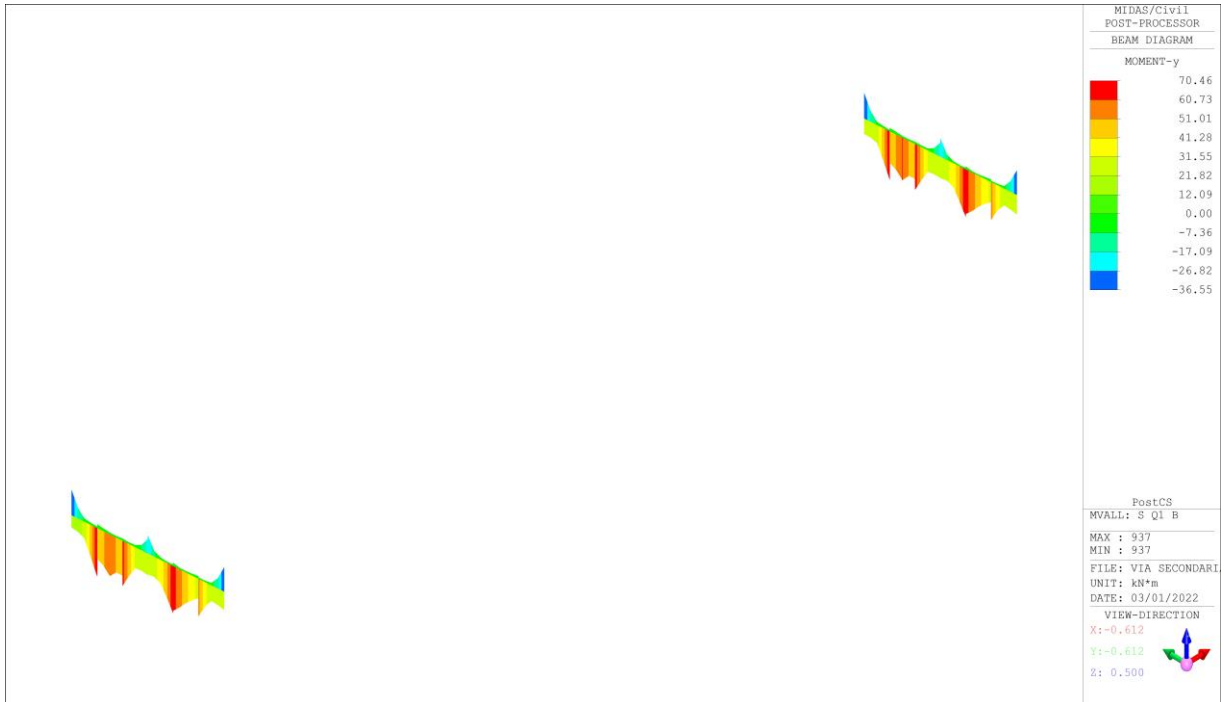


Figura 34: Momento flettente stesa di carichi mobili eccentrica (INV)

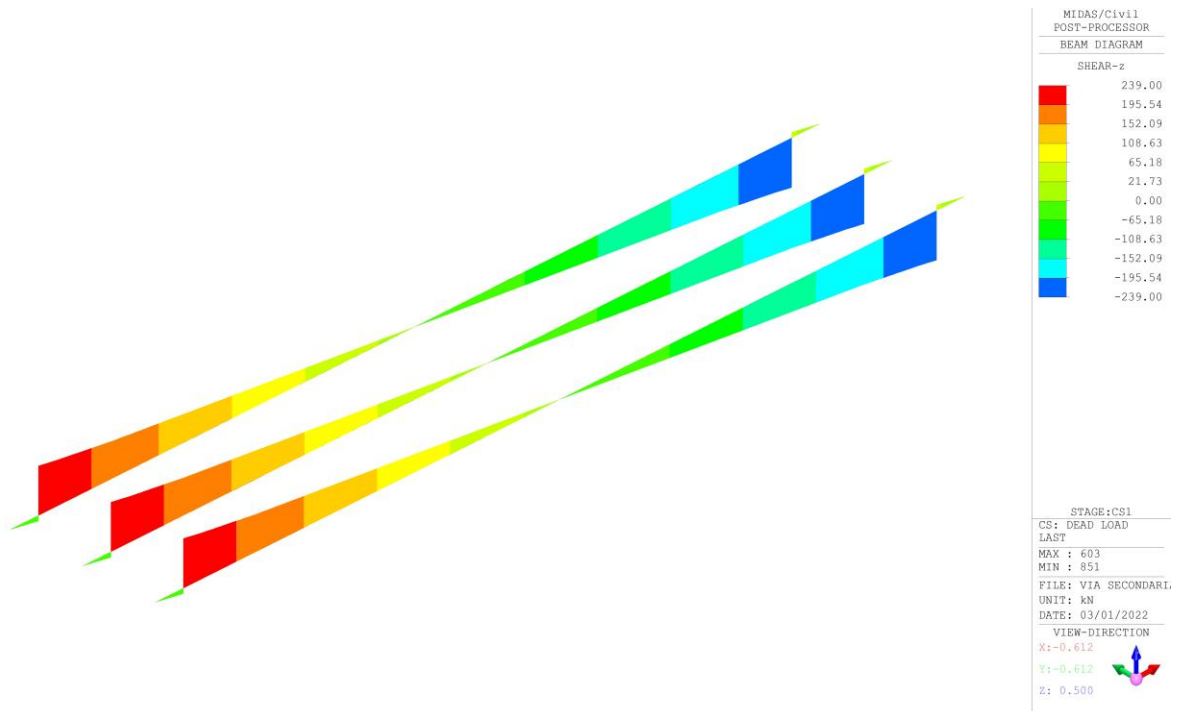


Figura 35: Taglio G1 Fase 1

PROGETTAZIONE ATI:

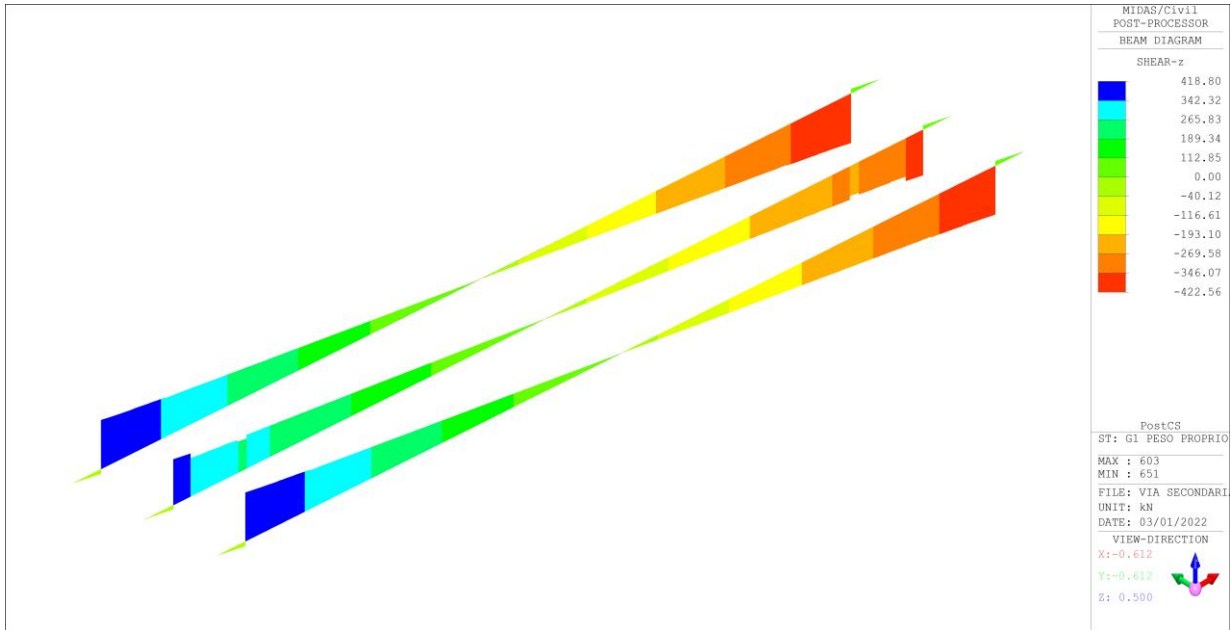


Figura 36: Taglio G1 Fase 2

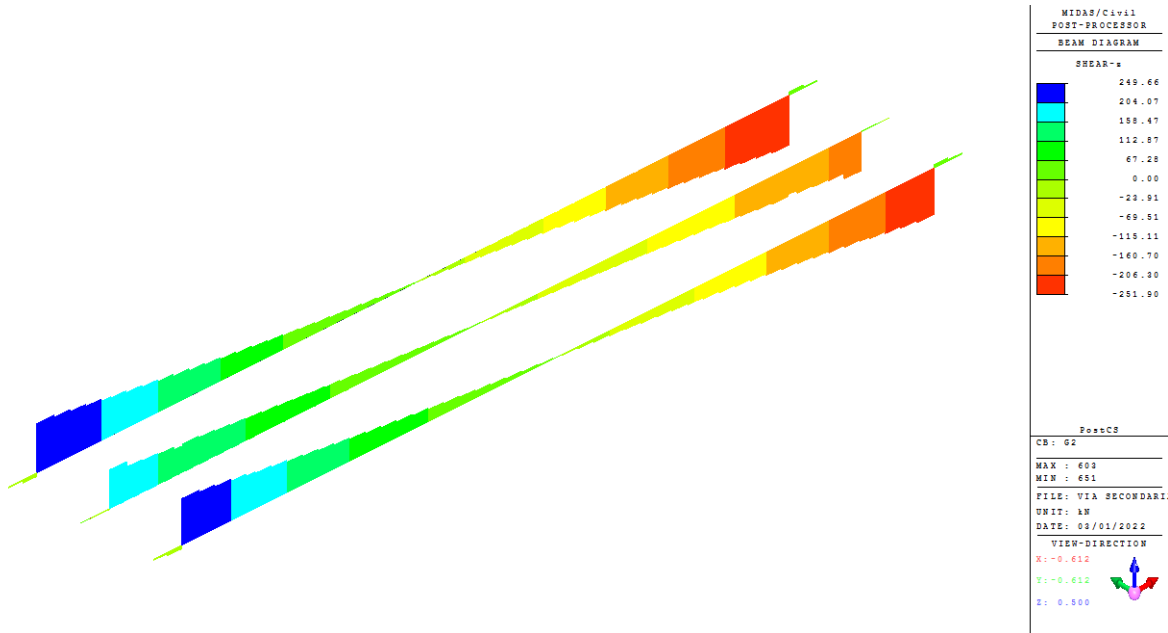


Figura 37: Taglio G2

PROGETTAZIONE ATI:

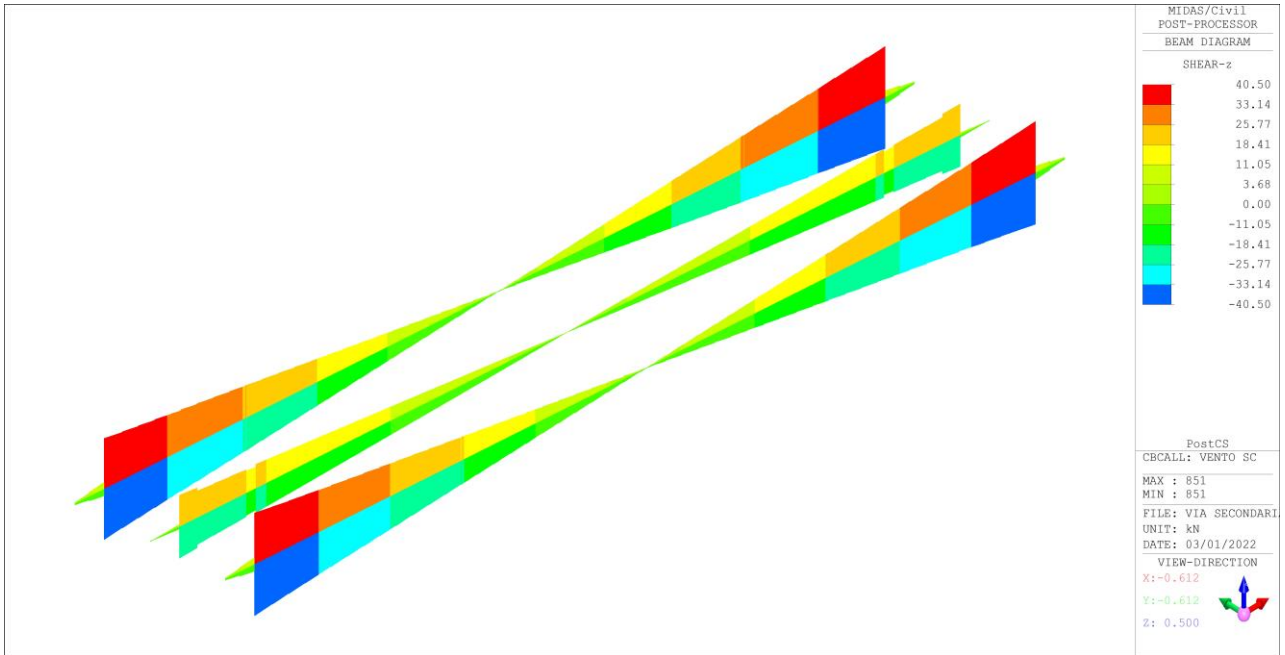


Figura 38: Taglio vento ponte scarico (INV)

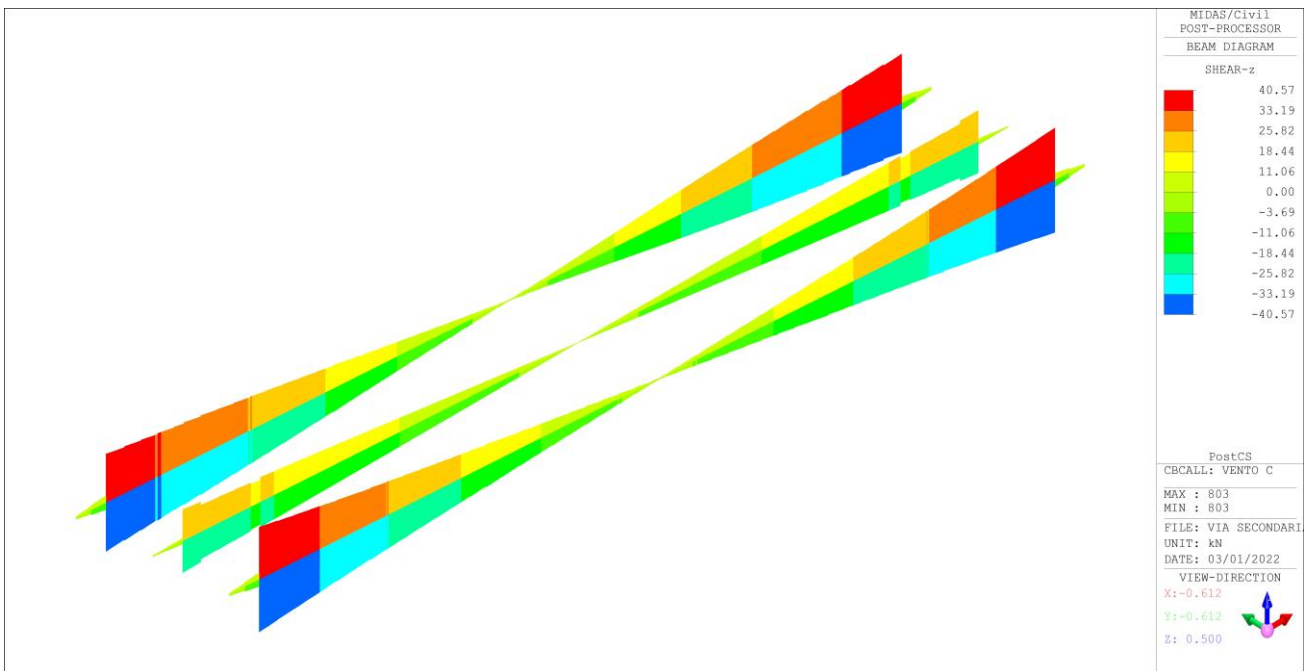


Figura 39: Taglio vento ponte carico (INV)

PROGETTAZIONE ATI:

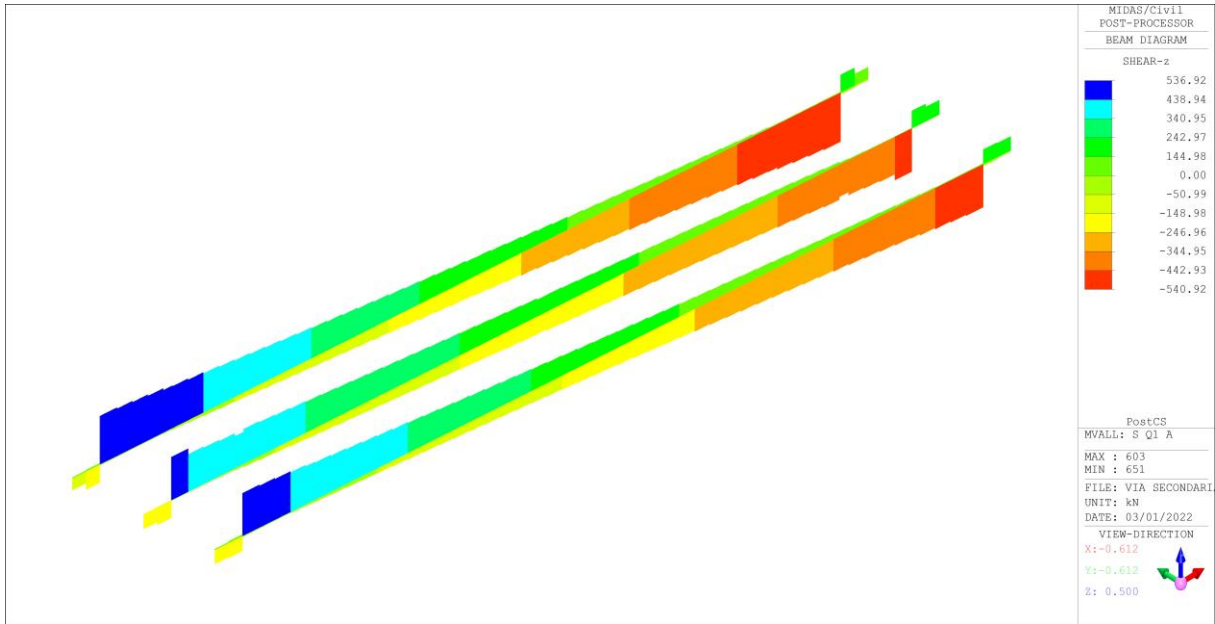


Figura 40: Taglio stesa di carichi mobili eccentrica (INV)

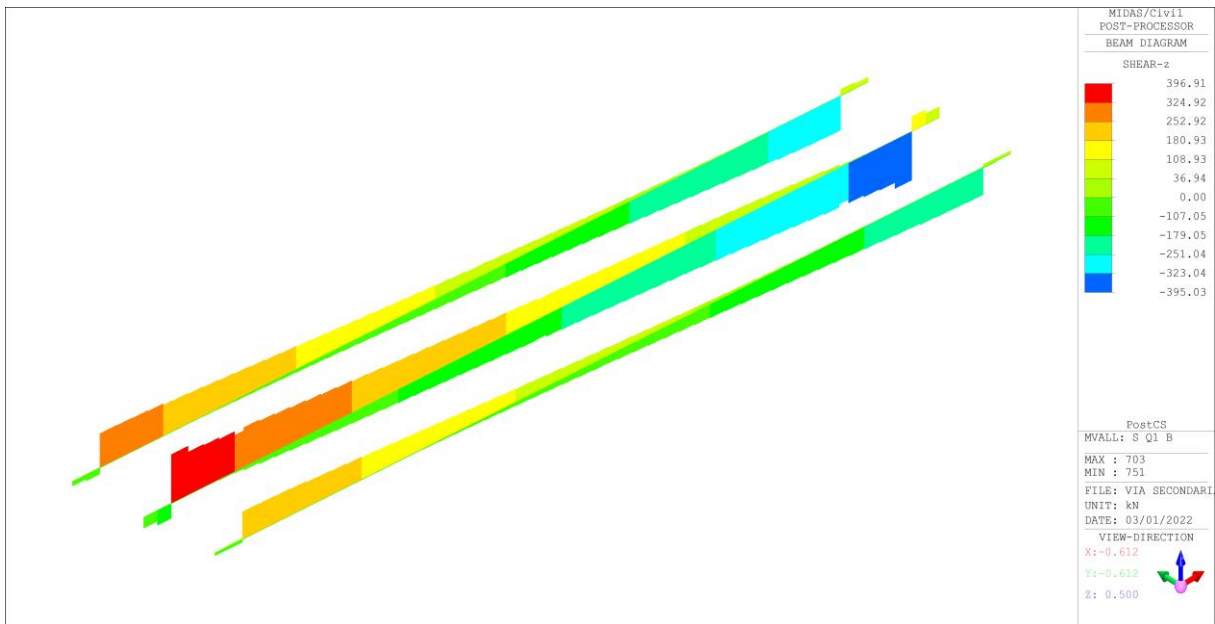


Figura 41: Taglio stesa di carichi mobili centrata (INV)

PROGETTAZIONE ATI:

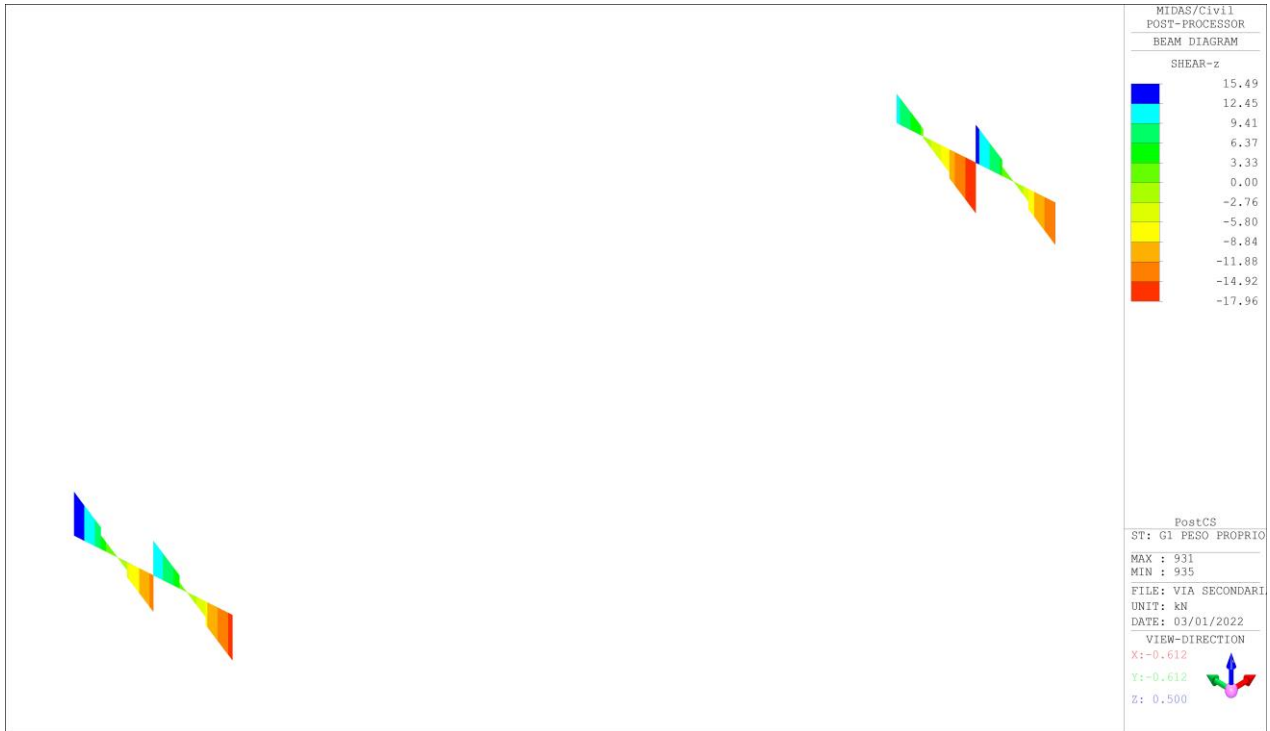


Figura 42: Taglio G1

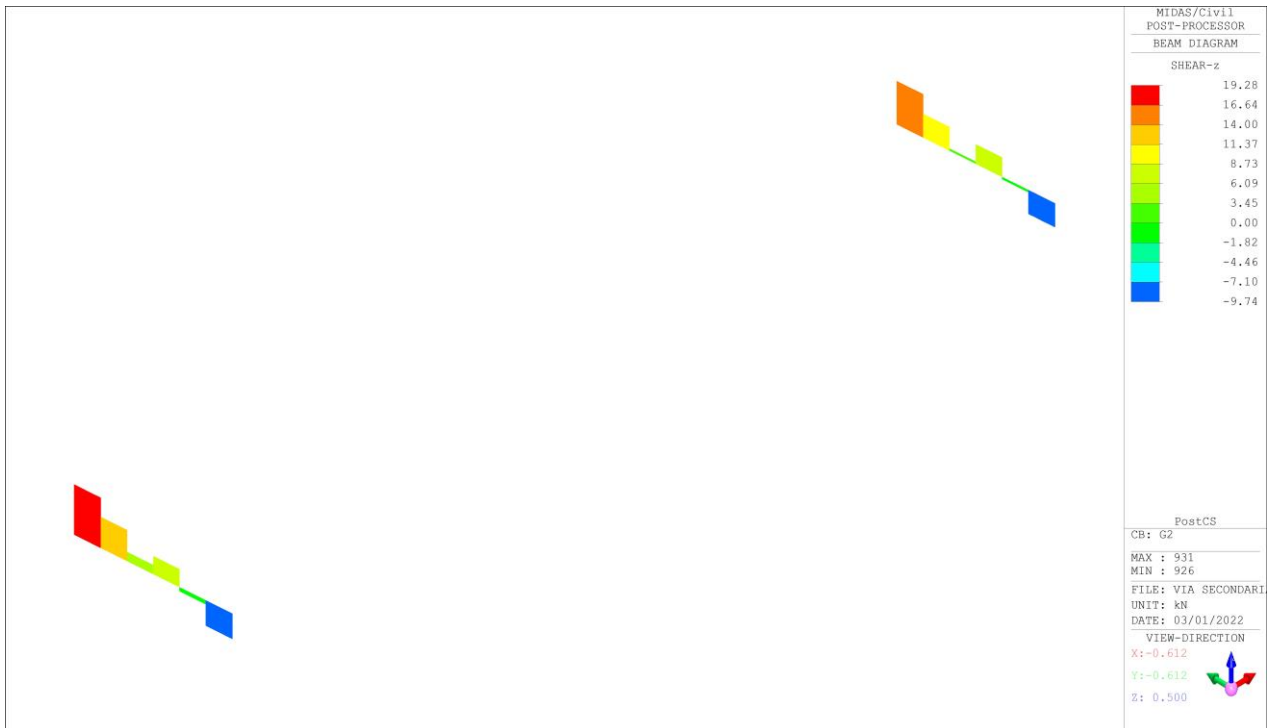


Figura 43: Taglio G2

PROGETTAZIONE ATI:

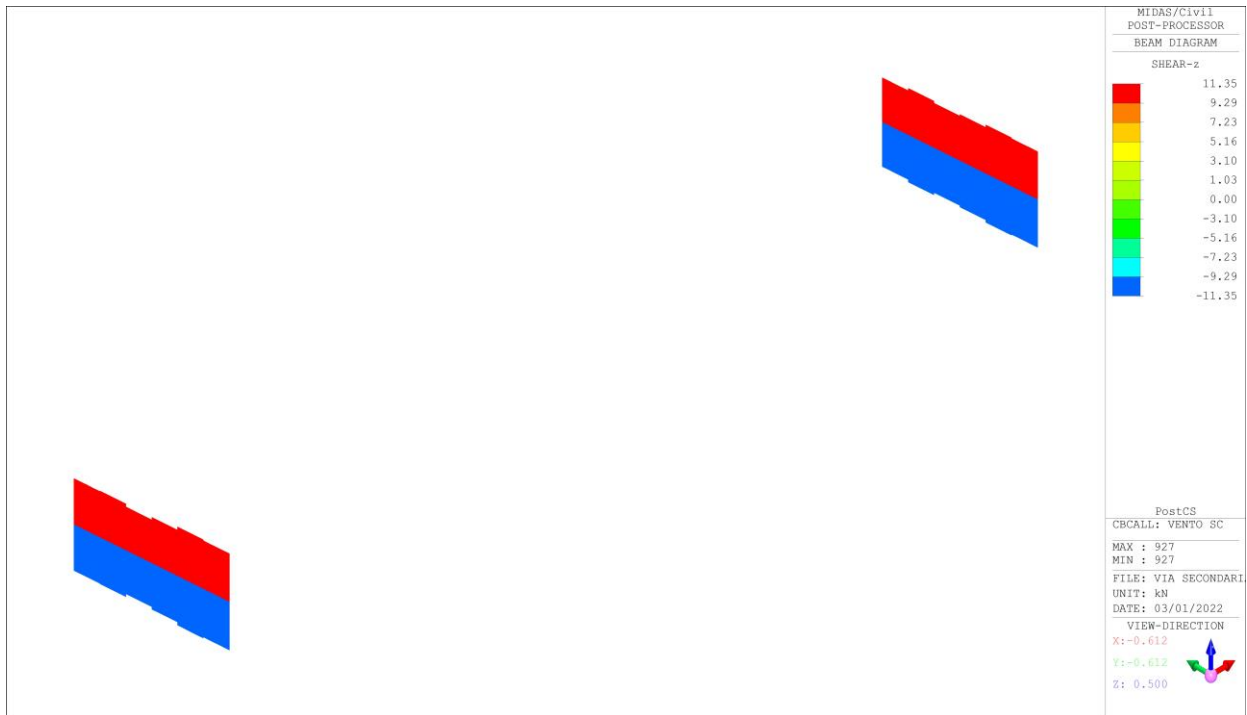


Figura 44: Taglio vento ponte scarico (INV)

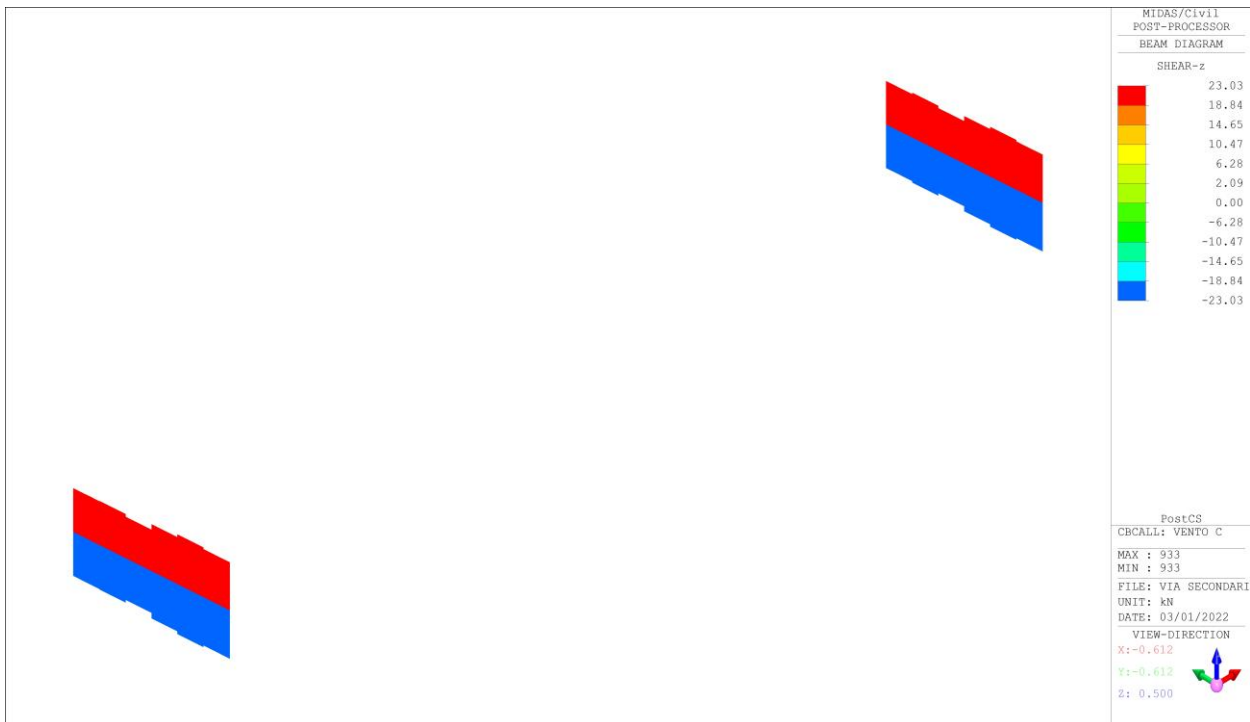


Figura 45: Taglio vento ponte carico (INV)

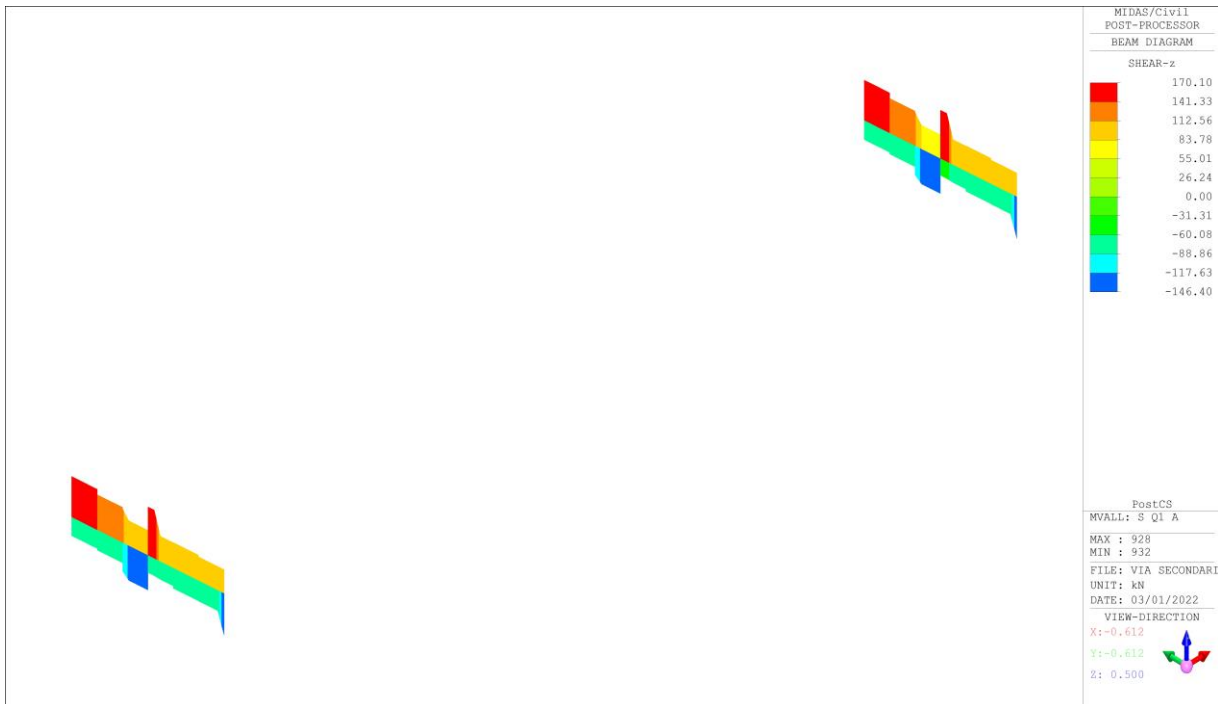


Figura 46: Taglio stesa di carichi mobili eccentrica (INV)

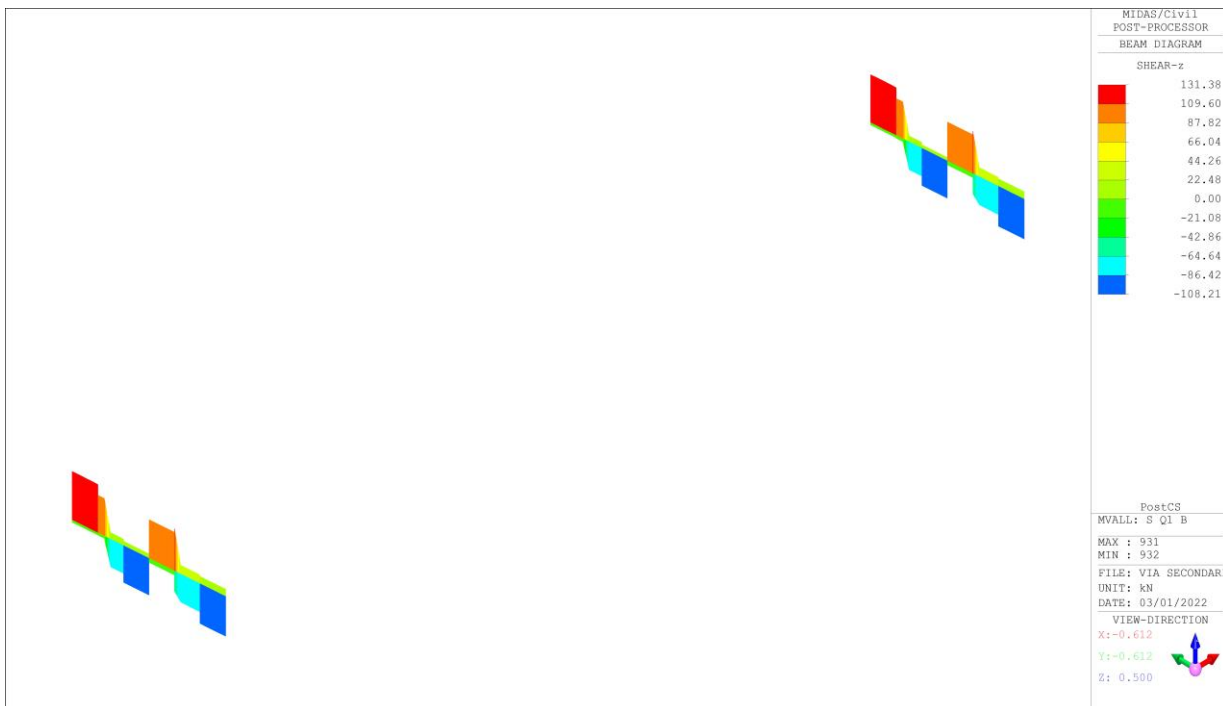
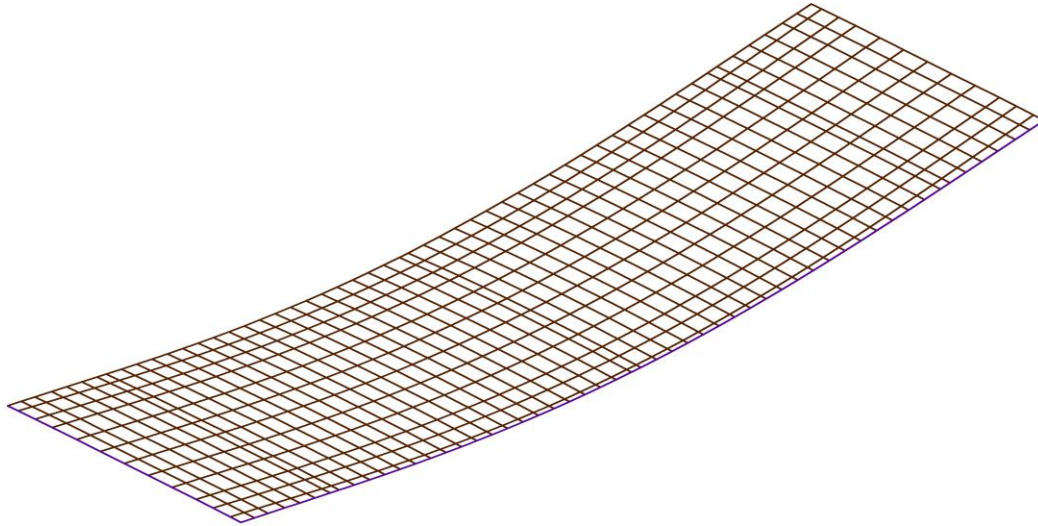


Figura 47: Taglio stesa di carichi mobili centrata (INV)

Si riportano le deformate dei carichi principali e le visualizzazioni delle reazioni vincolari.

PROGETTAZIONE ATI:



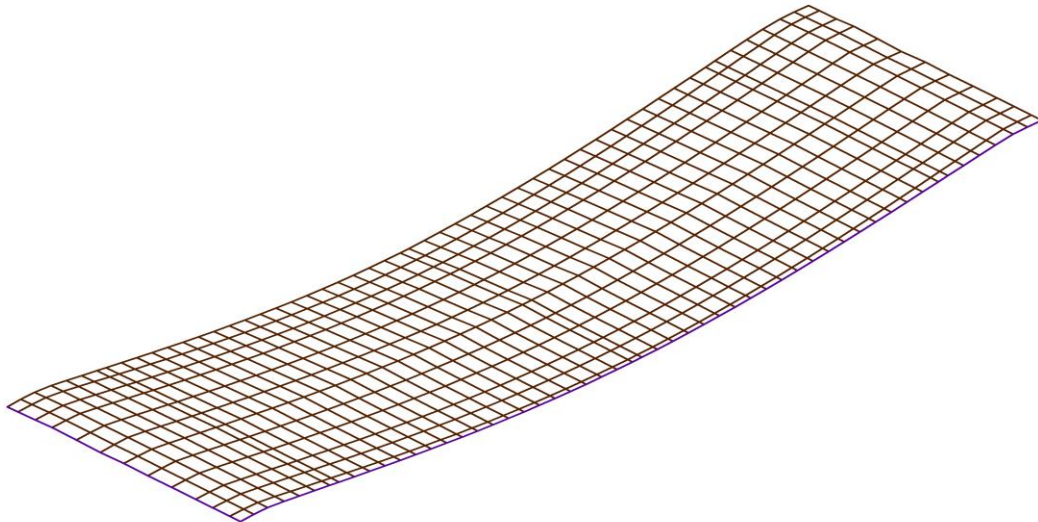
```

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
RESULTANT
X-DIR= -1.82
NODE= 6
Y-DIR= -0.35
NODE= 1796
Z-DIR= -19.55
NODE= 1795
COMB.= 19.55
NODE= 1795
SCALEFACTOR=
6.599E+001

PostCS
CB: G1+G2
MAX : 1795
MIN : 1
FILE: VIA SECONDARI
UNIT: mm
DATE: 03/01/2022
VIEW-DIRECTION
X:-0.612
Y:-0.612
Z: 0.500

```

Figura 48: Deformata carichi permanenti



```

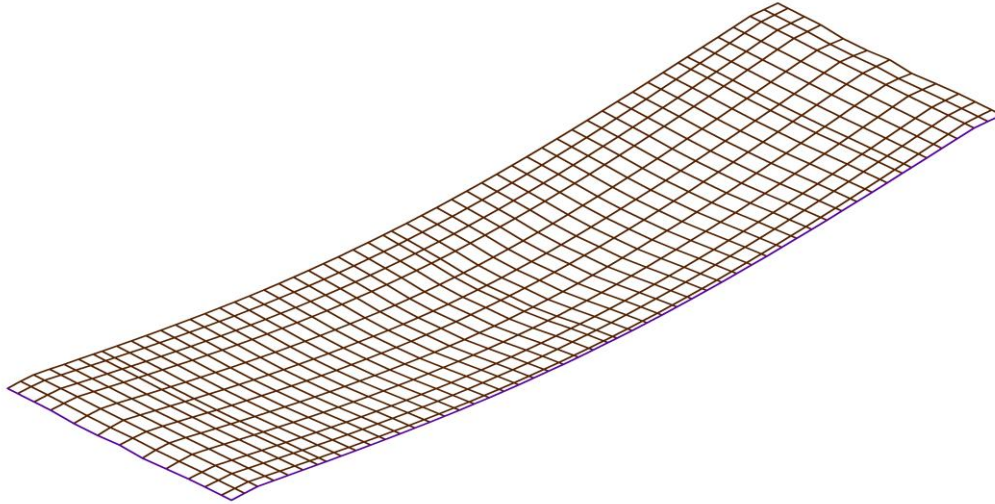
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
RESULTANT
X-DIR= -1.31
NODE= 6
Y-DIR= -1.11
NODE= 1404
Z-DIR= -15.00
NODE= 1795
COMB.= 15.04
NODE= 1795
SCALEFACTOR=
8.578E+001

PostCS
MVMIN: S Q1 A
MAX : 1795
MIN : 1
FILE: VIA SECONDARI
UNIT: mm
DATE: 03/01/2022
VIEW-DIRECTION
X:-0.612
Y:-0.612
Z: 0.500

```

Figura 49: stesa di carichi mobili eccentrica

PROGETTAZIONE ATI:



```

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
RESULTANT
X-DIR= -0.84
NODE= 4
Y-DIR= -0.53
NODE= 1390
Z-DIR= -9.40
NODE= 1415
COMB.= 9.40
NODE= 1415
SCALEFACTOR=
1.372E+002

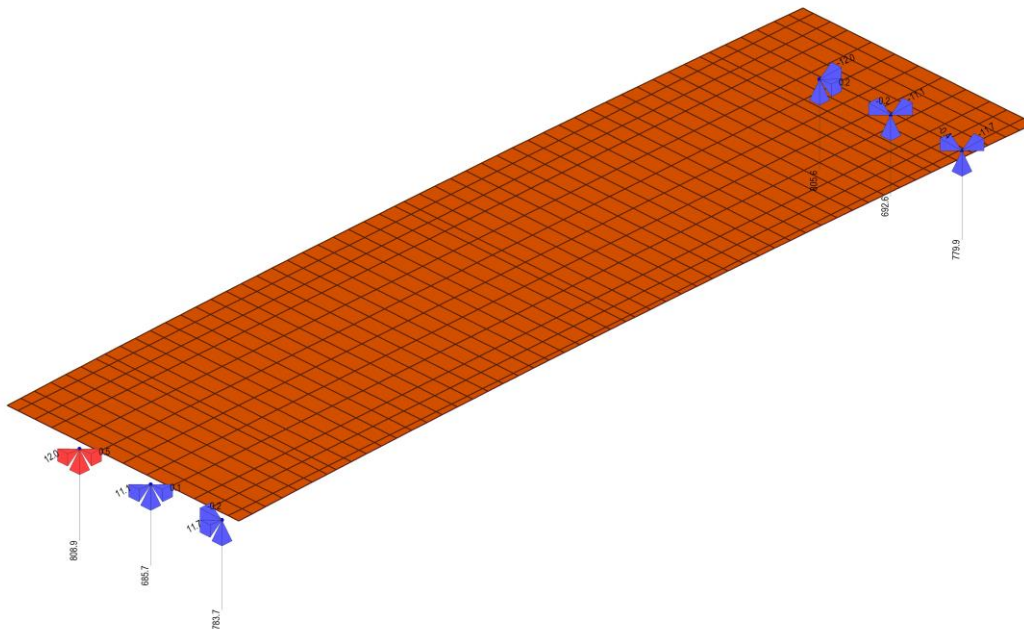
```

```

PostCS
MVMIN: S Q1 B
MAX : 1415
MIN : 1
FILE: VIA SECONDARI.
UNIT: mm
DATE: 03/01/2022
VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500

```

Figura 50: stesa di carichi mobili centrata



```

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-XYZ
MIN. REACTION
NODE=3
FX: 11.09
FY: 0.13
FZ: 685.73
FXYZ: 685.82
MAX. REACTION
NODE=5
FX: 12.00
FY: 0.46
FZ: 808.94
FXYZ: 809.03

```

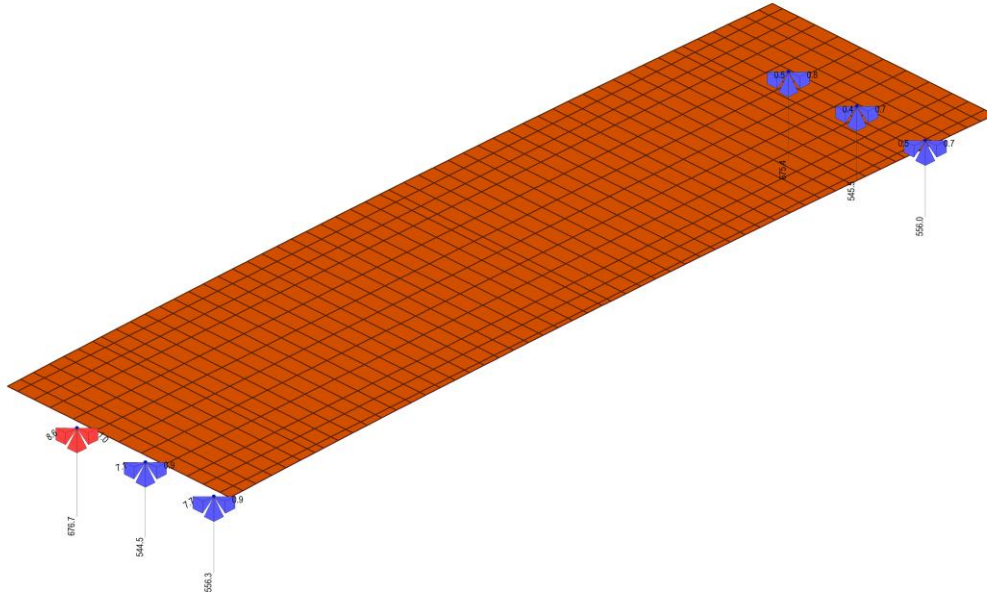
```

PostCS
CB: G1+G2
MAX : 5
MIN : 3
FILE: VIA SECONDARI.
UNIT: kN
DATE: 03/01/2022
VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500

```

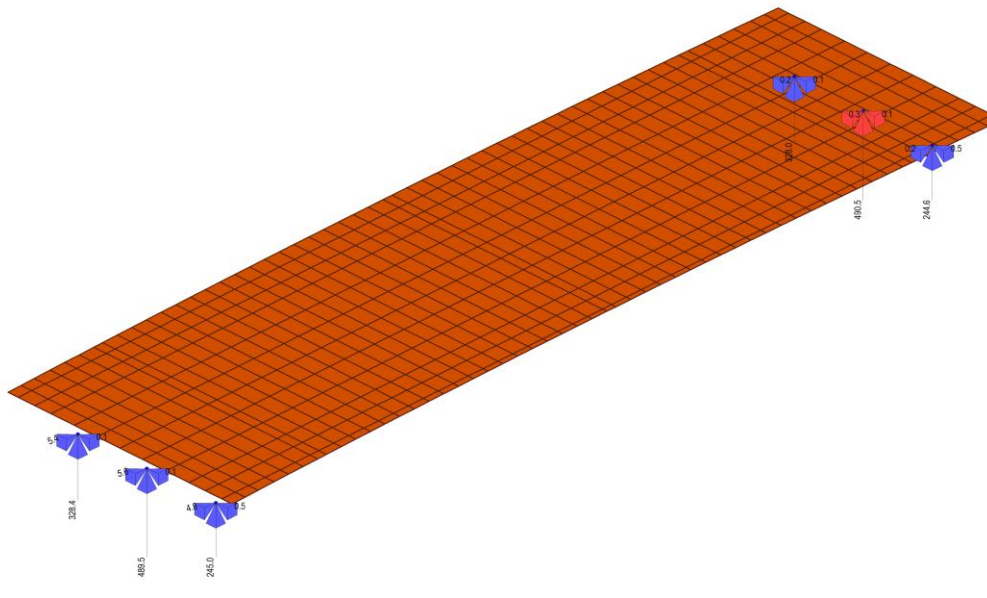
Figura 51: Reazioni vincolari permanenti

PROGETTAZIONE ATI:



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-XYZ	
MIN. REACTION	
NODE=3	
FX:	7.11
FY:	0.87
FZ:	544.46
FXYZ:	544.50
MAX. REACTION	
NODE=5	
FX:	8.60
FY:	0.97
FZ:	676.65
FXYZ:	676.71
PostCS	
MVMAX:	S Q1 A
MAX :	5
MIN :	3
FILE:	VIA SECONDARI.
UNIT:	KN
DATE:	03/01/2022
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.612
Y:	-0.612
Z:	0.500

Figura 52: Reazioni vincolari stesa di carichi mobili eccentrica



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-XYZ	
MIN. REACTION	
NODE=7	
FX:	0.22
FY:	0.45
FZ:	244.63
FXYZ:	244.63
MAX. REACTION	
NODE=9	
FX:	0.32
FY:	0.07
FZ:	490.55
FXYZ:	490.55
PostCS	
MVMAX:	S Q1 B
MAX :	9
MIN :	7
FILE:	VIA SECONDARI.
UNIT:	KN
DATE:	03/01/2022
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.612
Y:	-0.612
Z:	0.500

Figura 53: Reazioni vincolari stesa di carichi mobili centrata

PROGETTAZIONE ATI:

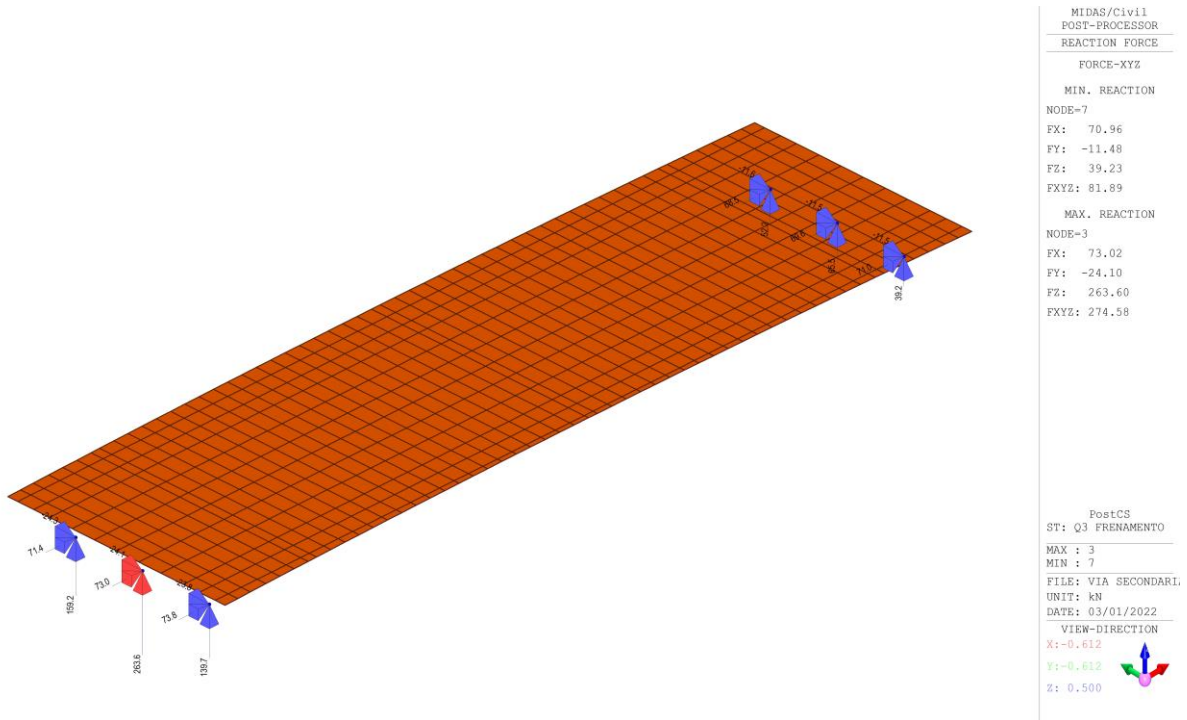


Figura 54: Reazioni vincolari azione di frenamento

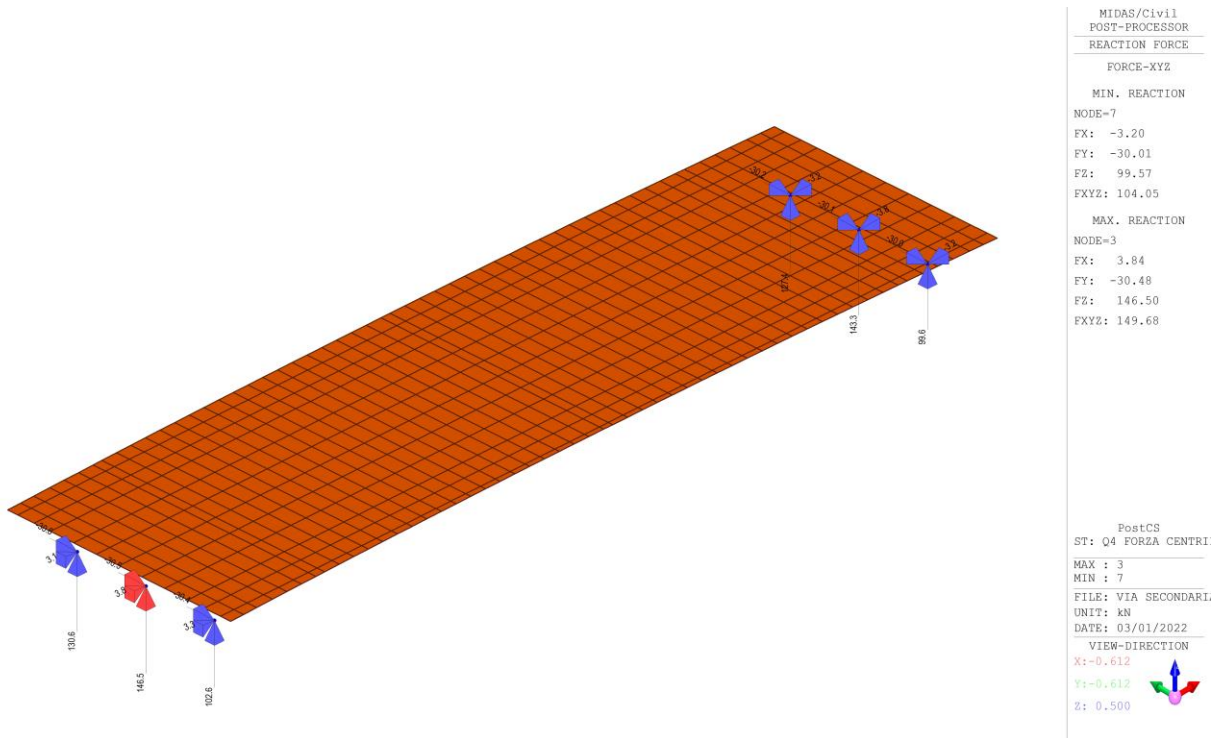


Figura 55: Reazioni vincolari azione centrifuga

PROGETTAZIONE ATI:

Nelle tabelle seguenti vengono indicati i valori delle sollecitazioni caratteristiche nella trave di bordo e centrale più sollecitata.

Trave di bordo

Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Tagli in appoggio [kN]	Momento in mezzzeria [kNm]
Pesi propri (Fase 1)	g1	239.0	1286.9
Pesi propri (Fase 2)	g1	423.7	2415.6
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	252.5	1305.1
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	Q1 (max ecc)	541.6	3047.2
Sisma verticale	q6_V_max	83.8	583.4
Vento ponte scarico	q5-SC	± 40.4	± 219.8
Vento ponte carico	q5-C	± 40.2	± 228.2

Trave centrale

Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Tagli in appoggio [kN]	Momento in mezzzeria [kNm]
Pesi propri (Fase 1)	g1	239.0	1286.8
Pesi propri (Fase 2)	g1	390.5	2217.7
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	197.7	1137.2
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	Q1 (max centrato)	477.7	2589.9
Sisma verticale	q6_V_max	74.4	527.7
Vento ponte scarico	q5-SC	± 24.7	± 144.6
Vento ponte carico	q5-C	± 24.2	± 139.8

Traversi

Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Tagli in appoggio [kN]	Momento in mezzzeria [kNm]
Pesi propri (Fase 2)	g1	18.9	-11.7
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	16.6	-26.4
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	Q1 (max centrato)	170	+61.8 -89.6
Sisma verticale	q6_V_max	4.1	4.8
Vento ponte scarico	q5-SC	± 11.6	± 9.3
Vento ponte carico	q5-C	± 23.5	± 19.1

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.5 ANALISI SISMICA

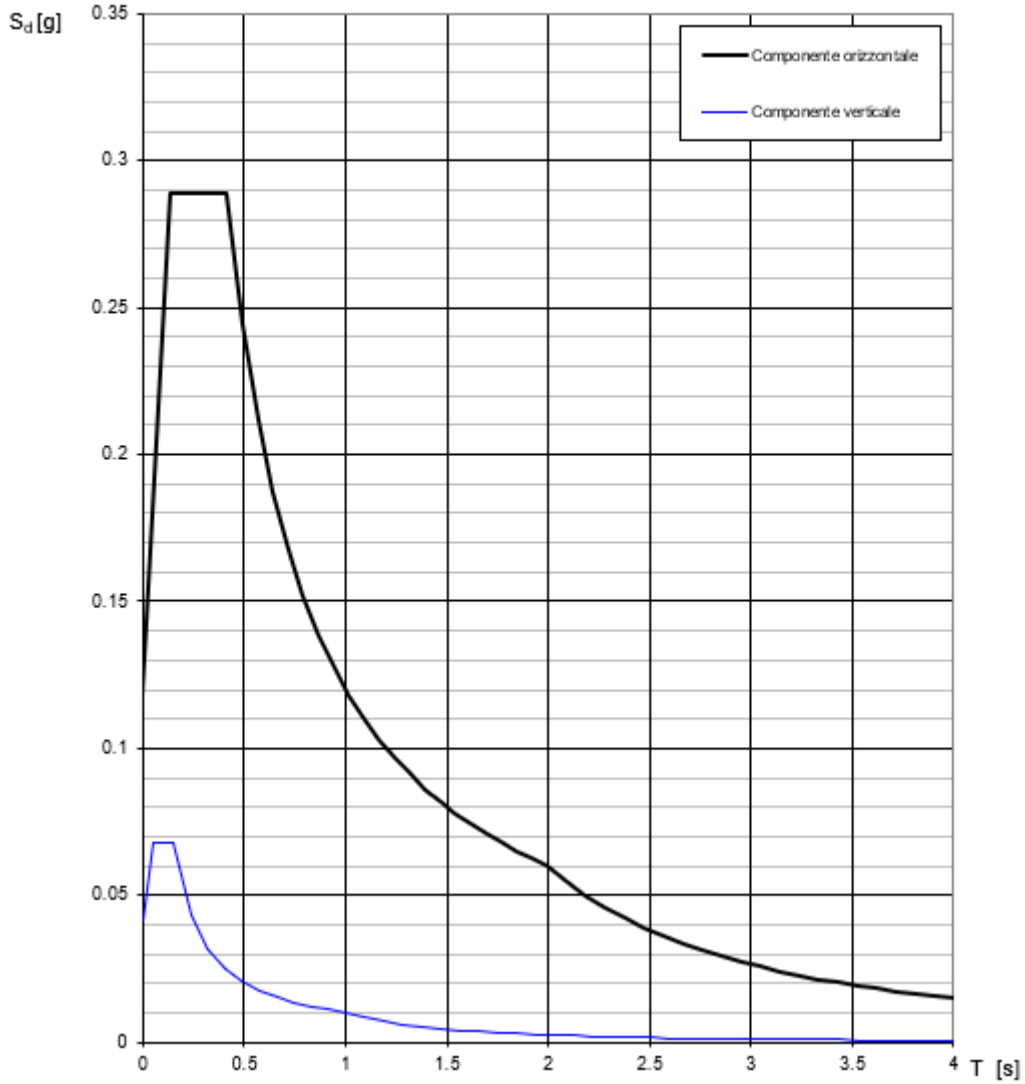
Si riportano i dati degli spettri utilizzati, secondo quanto già indicato nel capitolo 3 della presente relazione.

Componente orizzontale e verticale SLV

	T [s]	Se [g]		T [s]	Se [g]
	0.000	0.118		0.000	0.042
T _v ←	0.138	0.289	T _v ←	0.050	0.068
T _c ←	0.415	0.289	T _c ←	0.150	0.068
	0.491	0.245		0.235	0.043
	0.566	0.212		0.320	0.032
	0.641	0.187		0.405	0.025
	0.716	0.168		0.490	0.021
	0.791	0.152		0.575	0.018
	0.866	0.139		0.660	0.015
	0.941	0.128		0.745	0.014
	1.016	0.118		0.830	0.012
	1.091	0.110		0.915	0.011
	1.167	0.103	T _v ←	1.000	0.010
	1.242	0.097		1.094	0.009
	1.317	0.091		1.188	0.007
	1.392	0.086		1.281	0.006
	1.467	0.082		1.375	0.005
	1.542	0.078		1.469	0.005
	1.617	0.074		1.563	0.004
	1.692	0.071		1.656	0.004
	1.768	0.068		1.750	0.003
	1.843	0.065		1.844	0.003
	1.918	0.063		1.938	0.003
T _v ←	1.993	0.060		2.031	0.002
	2.088	0.055		2.125	0.002
	2.184	0.050		2.219	0.002
	2.280	0.046		2.313	0.002
	2.375	0.042		2.406	0.002
	2.471	0.039		2.500	0.002
	2.566	0.036		2.594	0.002
	2.662	0.034		2.688	0.001
	2.758	0.031		2.781	0.001
	2.853	0.029		2.875	0.001
	2.949	0.028		2.969	0.001
	3.044	0.026		3.063	0.001
	3.140	0.024		3.156	0.001
	3.235	0.023		3.250	0.001
	3.331	0.022		3.344	0.001
	3.427	0.020		3.438	0.001
	3.522	0.019		3.531	0.001
	3.618	0.018		3.625	0.001
	3.713	0.017		3.719	0.001
	3.809	0.016		3.813	0.001
	3.904	0.016		3.906	0.001
	4.000	0.015		4.000	0.001

PROGETTAZIONE ATI:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD



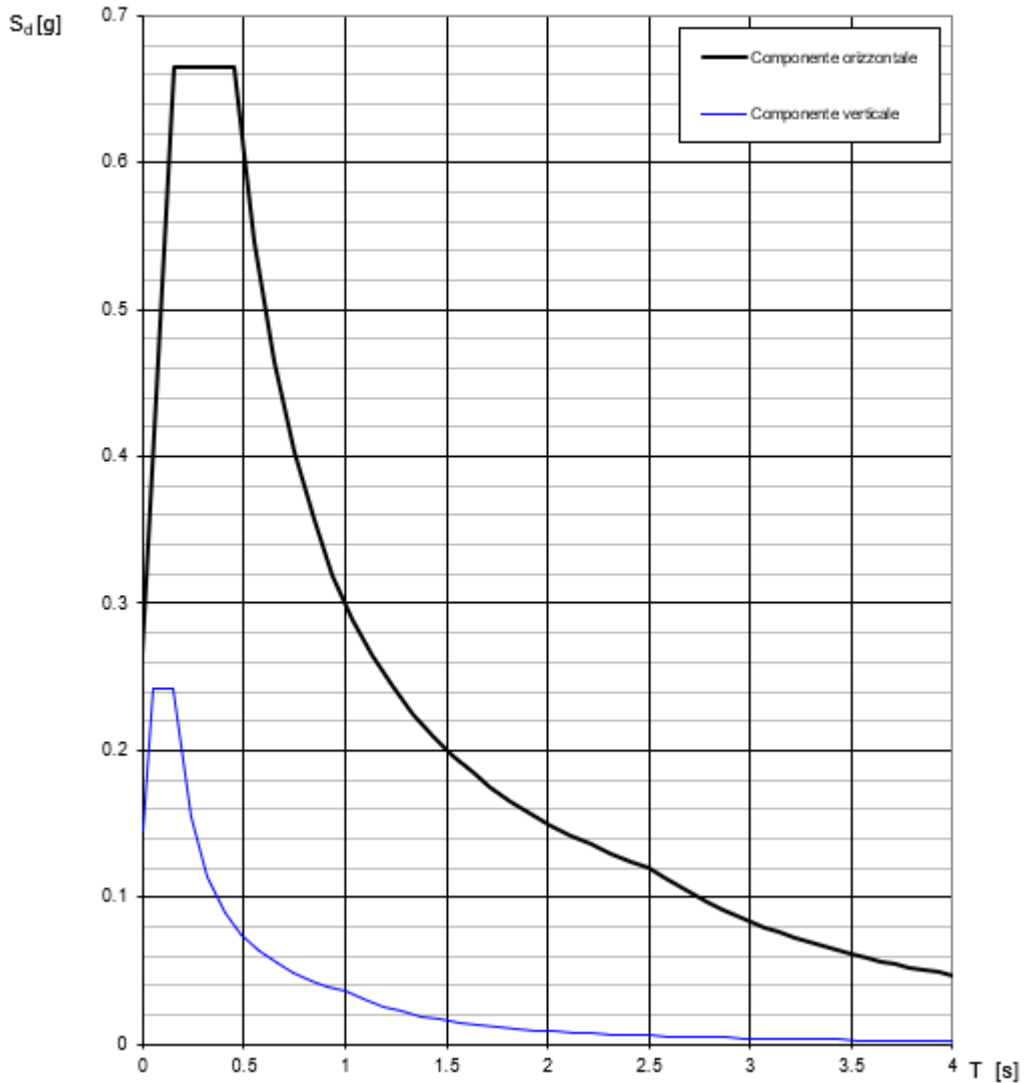
PROGETTAZIONE ATI:

Componente orizzontale e verticale SLD

	T [s]	Se [g]		T [s]	Se [g]
	0.000	0.265		0.000	0.145
T _v ←	0.150	0.665	T _v ←	0.050	0.242
T _c ←	0.451	0.665	T _c ←	0.150	0.242
	0.549	0.547		0.235	0.155
	0.647	0.464		0.320	0.114
	0.744	0.403		0.405	0.090
	0.842	0.357		0.490	0.074
	0.940	0.320		0.575	0.063
	1.037	0.289		0.660	0.055
	1.135	0.265		0.745	0.049
	1.233	0.244		0.830	0.044
	1.330	0.226		0.915	0.040
	1.428	0.210	T _v ←	1.000	0.036
	1.526	0.197		1.094	0.030
	1.624	0.185		1.188	0.026
	1.721	0.174		1.281	0.022
	1.819	0.165		1.375	0.019
	1.917	0.157		1.469	0.017
	2.014	0.149		1.563	0.015
	2.112	0.142		1.656	0.013
	2.210	0.136		1.750	0.012
	2.307	0.130		1.844	0.011
T _v ←	2.405	0.125		1.938	0.010
	2.503	0.120		2.031	0.009
	2.574	0.113		2.125	0.008
	2.645	0.107		2.219	0.007
	2.717	0.102		2.313	0.007
	2.788	0.097		2.406	0.006
	2.859	0.092		2.500	0.006
	2.930	0.088		2.594	0.005
	3.002	0.083		2.688	0.005
	3.073	0.080		2.781	0.005
	3.144	0.076		2.875	0.004
	3.216	0.073		2.969	0.004
	3.287	0.070		3.063	0.004
	3.358	0.067		3.156	0.004
	3.430	0.064		3.250	0.003
	3.501	0.061		3.344	0.003
	3.572	0.059		3.438	0.003
	3.643	0.057		3.531	0.003
	3.715	0.054		3.625	0.003
	3.786	0.052		3.719	0.003
	3.857	0.051		3.813	0.003
	3.929	0.049		3.906	0.002
	4.000	0.047		4.000	0.002

PROGETTAZIONE ATI:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Si riportano i risultati dell'analisi modale. Nella prima tabella vengono evidenziati i periodi della struttura, nella seconda le percentuali di massa partecipante.

PROGETTAZIONE ATI:

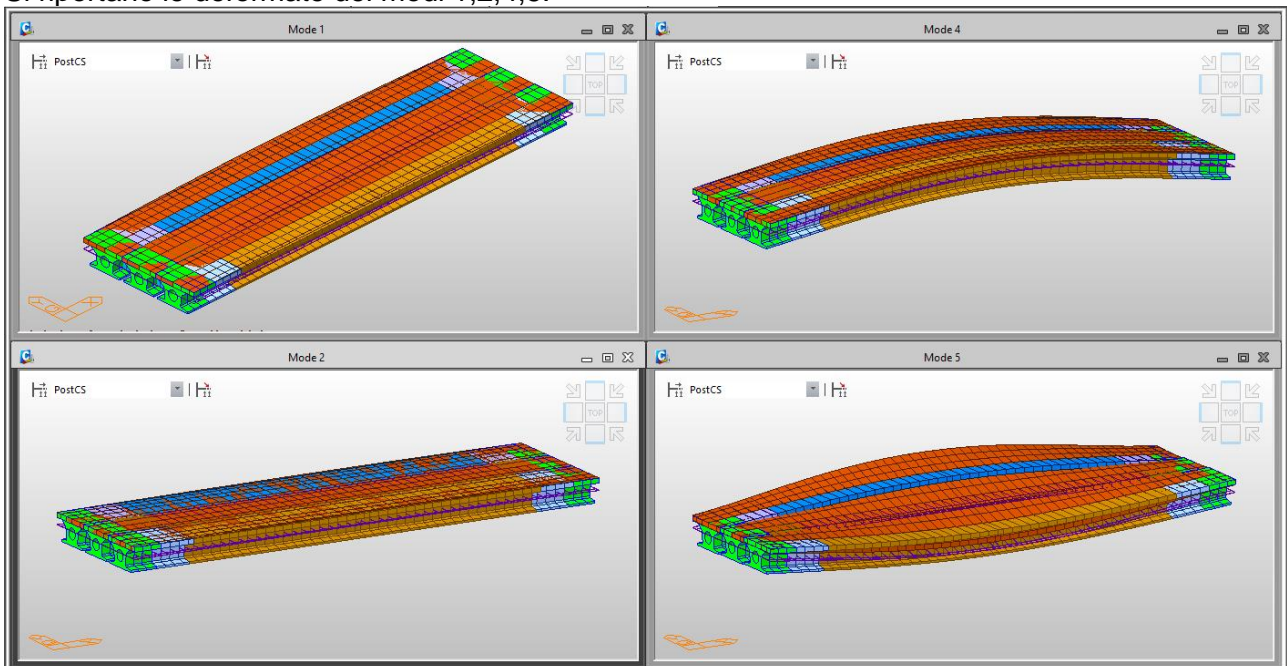
EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)			
1	9.169270	1.459335	0.685244	0.0000e+000	
2	9.219555	1.467338	0.681506	0.0000e+000	
3	18.743423	2.983108	0.335221	0.0000e+000	
4	26.333398	4.191090	0.238601	0.0000e+000	
5	36.028809	5.734163	0.174393	0.0000e+000	
6	73.992867	11.776331	0.084916	0.0000e+000	
7	92.520160	14.725041	0.067912	0.0000e+000	
8	98.529951	15.681529	0.063769	0.0000e+000	
9	124.960203	19.888034	0.050281	0.0000e+000	
10	137.581558	21.896785	0.045669	0.0000e+000	
11	149.620557	23.812851	0.041994	0.0000e+000	
12	151.463876	24.106225	0.041483	0.0000e+000	
13	161.390567	25.686107	0.038932	0.0000e+000	
14	169.756425	27.017574	0.037013	0.0000e+000	
15	172.711376	27.487869	0.036380	0.0000e+000	
16	176.746121	28.130019	0.035549	0.0000e+000	
17	184.126235	29.304600	0.034124	0.0000e+000	
18	191.656372	30.503059	0.032784	0.0000e+000	
19	193.154508	30.741495	0.032529	0.0000e+000	
20	209.559209	33.352384	0.029983	0.0000e+000	
21	212.272106	33.784155	0.029600	0.0000e+000	
22	214.902943	34.202866	0.029237	0.0000e+000	
23	218.003384	34.696316	0.028822	0.0000e+000	
24	228.575962	36.378994	0.027488	0.0000e+000	
25	235.426368	37.469270	0.026689	0.0000e+000	
26	238.449503	37.950417	0.026350	0.0000e+000	
27	247.299683	39.358967	0.025407	0.0000e+000	
28	255.520992	40.667429	0.024590	0.0000e+000	
29	256.173282	40.771244	0.024527	0.0000e+000	
30	273.276947	43.493377	0.022992	0.0000e+000	
31	276.000749	43.926884	0.022765	0.0000e+000	
32	286.724533	45.633627	0.021914	0.0000e+000	
33	289.812089	46.125026	0.021680	0.0000e+000	
34	303.584888	48.317036	0.020697	0.0000e+000	
35	307.244624	48.899501	0.020450	0.0000e+000	
36	323.994585	51.565340	0.019393	0.0000e+000	
37	326.126842	51.904699	0.019266	0.0000e+000	
38	334.154722	53.182376	0.018803	0.0000e+000	
39	344.452991	54.821396	0.018241	0.0000e+000	
40	345.261497	54.950074	0.018198	0.0000e+000	

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTI E PONTI – PONTE VIABILITÀ SECONDARIA – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	0.00	0.00	99.97	99.97	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	100.00	100.00	0.00	99.97	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	0.00	100.00	0.00	99.97	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	99.97	99.97	
4	0.00	100.00	0.00	99.97	69.31	69.31	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	99.97	
5	0.00	100.00	0.03	100.00	0.00	69.31	69.28	69.28	0.00	0.00	0.00	99.97	
6	0.00	100.00	0.00	100.00	0.03	69.34	0.02	69.30	0.00	0.00	0.00	99.97	
7	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	69.34	0.00	69.30	40.37	40.37	0.00	99.97	
8	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	69.34	0.00	69.30	4.25	44.62	0.02	99.99	
9	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	69.34	0.00	69.30	2.09	46.71	0.00	99.99	
10	0.00	100.00	0.00	100.00	0.51	69.84	12.17	81.48	0.00	46.71	0.00	99.99	
11	0.00	100.00	0.00	100.00	0.98	70.82	0.03	81.50	0.00	46.71	0.00	99.99	
12	0.00	100.00	0.00	100.00	3.32	74.14	1.22	82.72	0.00	46.71	0.00	99.99	
13	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	74.14	0.00	82.72	2.51	49.23	0.00	99.99	
14	0.00	100.00	0.00	100.00	1.07	75.20	2.24	84.98	0.00	49.23	0.00	99.99	
15	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	75.20	0.00	84.98	3.92	53.15	0.00	99.99	
16	0.00	100.00	0.00	100.00	0.12	75.33	1.48	88.42	0.00	53.15	0.00	99.99	
17	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	75.33	0.00	88.42	0.42	53.58	0.00	99.99	
18	0.00	100.00	0.00	100.00	0.22	75.55	0.14	88.56	0.00	53.58	0.00	99.99	
19	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	75.55	0.00	88.56	0.25	53.82	0.00	99.99	
20	0.00	100.00	0.00	100.00	2.99	78.54	0.02	88.58	0.00	53.82	0.00	99.99	
21	0.00	100.00	0.00	100.00	6.16	84.70	0.08	88.66	0.00	53.82	0.00	99.99	
22	0.00	100.00	0.00	100.00	0.38	85.06	0.03	88.69	0.00	53.82	0.00	99.99	
23	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.06	0.00	88.69	0.00	53.82	0.00	99.99	
24	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.06	0.00	88.69	0.01	53.83	0.00	99.99	
25	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.06	0.00	88.69	0.41	54.25	0.00	99.99	
26	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.06	0.09	88.78	0.00	54.25	0.00	99.99	
27	0.00	100.00	0.00	100.00	0.03	85.10	0.03	88.81	0.00	54.25	0.00	99.99	
28	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.10	4.91	91.72	0.00	54.25	0.00	99.99	
29	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.10	0.00	91.72	0.05	54.29	0.00	99.99	
30	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	85.11	0.07	91.79	0.00	54.29	0.00	99.99	
31	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.11	0.00	91.79	0.08	54.37	0.00	99.99	
32	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	85.12	0.01	91.81	0.00	54.37	0.00	99.99	
33	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.12	0.00	91.81	0.32	54.69	0.00	99.99	
34	0.00	100.00	0.00	100.00	0.78	85.88	0.02	91.83	0.00	54.69	0.00	99.99	
35	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	85.89	0.00	91.83	0.00	54.69	0.00	99.99	
36	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.89	0.00	91.83	7.38	62.05	0.00	99.99	
37	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	85.89	0.01	91.84	0.99	63.04	0.00	99.99	
38	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	85.91	0.03	91.88	0.14	63.18	0.00	99.99	
39	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	85.92	0.01	91.87	0.00	63.18	0.00	99.99	
40	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	85.93	0.00	91.87	0.00	63.18	0.00	99.99	

Si riportano le deformatate dei modi 1,2,4,5.



PROGETTAZIONE ATI:

7.1.6 VALIDAZIONE MODELLO

Al fine di condurre una validazione del modello di calcolo implementato, si effettua un controllo delle reazioni globali, individuate mediante il modello realizzato nel software di calcolo MIDAS CIVIL, confrontandole con i valori calcolati nel precedente paragrafo.

Carico	Nomenclatura carico	Modello di calcolo [kN]	Analisi dei carichi [kN]	Δ [%]
Pesi propri (Fase 1)	g1	1719.0	1707.09	+0.01
Pesi propri (Fase 2)	g1	2930.13	2872.90	+0.02
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	1877.91	1881.16	-0.17
Vento ponte scarico In direzione trasversale	q5	49.02	49.02	0.00
Vento ponte scarico In direzione verticale	q5	169.51	170.02	-0.30
Vento ponte scarico torcente	q5	259.55	259.55	0.00
Vento ponte carico In direzione trasversale	q5	202.01	202.01	0.00
Vento ponte carico In direzione verticale	q5	154.8	155.32	-0.33
Vento ponte carico torcente	q5	299.55	259.55	0.00
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	q1 (max ecc)	1827.29	1828.00	-0.04
Carico traffico max centrato (travi centrali impalcato)	q1 (max)	1426.42	1428.00	-0.11

PROGETTAZIONE ATI:

8 VERIFICHE IMPALCATO

8.1 VERIFICHE SLU TRAVI

8.1.1 VERIFICHE A MOMENTO FLETTENTE TRAVI

Le travi vengono numerate in maniera progressiva da 1 (lato sx) a 3 (lato dx).

I cavi da precompressione sono in totale 55 e possono essere aderenti parzialmente o totalmente lungo la lunghezza della trave.

- Sezione A: tutti i cavi sono aderenti e utilizzati nella verifica.
- Sezione B: 11 cavi sono considerati inguainati e non aderenti, si utilizzano 44 cavi nella verifica.
- Sezione C: 11+12 cavi sono considerati inguainati e non aderenti, si utilizzano 32 cavi nella verifica.

Si riportano le verifiche per le sollecitazioni massime dovute alle combinazioni SLU

Travi della sezione geometrica A con 55 cavi aderenti

N° trave:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	F.S.
1	SLU_50	9804.07	11484.81	1.17
2	SLU_30	8799.13	11256.65	1.28
3	SLU_30	9370.88	11484.81	1.23

Travi della sezione geometrica B con 44 cavi aderenti

N° trave:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	F.S.
1	SLU_18	8352.44	9142.71	1.09
2	SLU_30	7342.72	9018.97	1.23
3	SLU_30	7793.69	9142.71	1.17

Travi della sezione geometrica C con 32 cavi aderenti

N° trave:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	F.S.
1	SLU_18	4518.47	6584.08	1.46
2	SLU_30	3818.82	6518.71	1.71
3	SLU_30	4222.44	6584.08	1.56

Le verifiche sono state effettuate mediante il programma Midas Civil. I dettagli dei calcoli sono riportati nei report allegati alla presente relazione.

8.1.2 VERIFICHE A TAGLIO TRAVI

Si procede con le verifiche a taglio delle sezioni di appoggio delle travi. Si riportano le verifiche delle sezioni con massimo taglio delle travi. L'armatura è costituita da staffe $\Phi 16/10$ a quattro bracci.

Si riportano i dati del taglio resistente per le varie sezioni:

- Sezione di testata

$f_{ck} =$	45	MPa	
$f_{yd} =$	391.30	Mpa	
$f_{cd} =$	25.5	MPa	
$f'_{cd} = 0,5f_{cd} =$	12.8	MPa	
$H =$	1350	mm	
$b_w =$	640	mm	
$d =$	1136	mm	
$N_{Ed} =$	0.E+00	N (compr)	
$V_{Ed} =$	0	N	
$\cotg\theta = \epsilon [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00	(accettabile)	
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00		
staffe $\phi =$	16	mm	
numero bracci resistenti sezione	4		
passo "s" =	10	cm	
$A_s/s =$	80.41	cm ² /m	
$\alpha =$	90	° =	1.5708 rad
$A_C =$	1,850,000	mmq	
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	0.000	Mpa	
$\alpha_C =$	1.00		
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	3.E+06	N =	3217.55 kN
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	4.E+06	N =	4171.39 kN
	$V_{Rds} =$		3217.55 kN
	$V_{Rd,max} =$		4171.39 kN

N° trave:	Combinazione	V_{ED} [kN]	V_{RD} [kN]	F.S.
1	SLU_66	1675.61	3217.55	1.92
2	SLU_30	1517.32	3217.55	2.12
3	SLU_14	1584.66	3217.55	2.03

PROGETTAZIONE ATI:

- Sezione di raccordo
Si riporta la N della trave n. 1 di bordo

$f_{ck} =$	45 MPa	$N_{Ed} [kN] =$	5279.60
$f_{yd} =$	391.30 Mpa		
$f_{cd} =$	25.5 MPa		
$f'_{cd} = 0,5f_{cd} =$	12.8 MPa		
$H =$	1350 mm		
$b_w =$	500 mm		
$d =$	1136 mm		
$N_{Ed} =$	5.E+06 N (compr)		
$V_{Ed} =$	0 N		
$\cotg\theta = \in [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00 (accettabile)		
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00		
staffe $\phi =$	16 mm		
numero bracci resistenti sezione	4		
passo "s" =	10 cm		
$A_s/s =$	80.41 cm ² /m		
$\alpha =$	90 ° =	1.5708 rad	
$A_C =$	1,520,000 mmq		
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	3.473 Mpa		
$\alpha_C =$	1.14		
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	3.E+06 N =	3217.55 kN	
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	4.E+06 N =	3702.80 kN	
	$V_{Rds} =$	3217.55 kN	
	$V_{Rd,max} =$	3702.80 kN	

N° trave:	Combinazione	$V_{ED} [kN]$	$V_{RD} [kN]$	F.S.
1	SLU_50	1610.22	3217.55	2.00
2	SLU_30	1287.45	3217.55	2.50
3	SLU_14	1521.83	3217.55	2.11

- Sezione centrale
Si riporta la N della trave n. 2 centrale. La sezione centrale considerata per le verifiche è quella a filo sezione di raccordo.

$f_{ck} =$	45 MPa	$N_{Ed} [kN] =$	5287.42
$f_{yd} =$	391.30 Mpa		
$f_{cd} =$	25.5 MPa		
$f'_{cd} = 0,5f_{cd} =$	12.8 MPa		
$H =$	1350 mm		
$b_w =$	280 mm		
$d =$	1178 mm		
$N_{Ed} =$	5.E+06 N (compr)		
$V_{Ed} =$	0 N		
$\cotg\theta = \epsilon [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00 (accettabile)		
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00		
staffe $\phi =$	16 mm		
numero bracci resistenti sezione	4		
passo "s" =	10 cm		
$A_s/s =$	80.41 cm ² /m		
$\alpha =$	90 ° =	1.5708 rad	
$A_C =$	1,440,000 mmq		
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	3.672 Mpa		
$\alpha_C =$	1.14		
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	3.E+06 N =	3336.51 kN	
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	2.E+06 N =	2164.96 kN	

$$V_{Rds} = 3336.51 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 2164.96 \text{ kN}$$

N° trave:	Combinazione	$V_{ED} [kN]$	$V_{RD} [kN]$	F.S.
1	SLU_50	1357.93	2164.96	1.59
2	SLU_14	1284.87	2164.96	1.68
3	SLU_30	1137.32	2164.96	1.90

8.1.3 VERIFICHE A TORSIONE TRAVI

Si riportano le verifiche a torsione delle travi con i risultati divisi per tipologia di sezione.

- Sezione di testata

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]

Dati

Area racchiusa da linea media	A	890000	[mm ²]	
spessore	t	320	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'cd	12.75	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRcd	3631.2	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]

Area racchiusa da linea media	A	890000	[mm ²]	
Area staffe	As	804.2	[mm ²]	
Passo staffe	s	100	[mm]	
Resistenza Staffe	fyd	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRsd	5601.8	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]

Area racchiusa da linea media	A	890000	[mm ²]	
Area armatura longitudinale	A1	3500.0	[mm ²]	
Perimetro medio	um	4906	[mm]	
Resistenza Armatura longitudinale	fyd	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRsd	496.9	[kNm]	

N° trave:	Combinazione	T _{ED} [kN]	T _{RD} [kN]	F.S.
1	SLU_21	349.72	496.91	1.42
2	SLU_10	277.96	496.91	1.79
3	SLU_9	293.11	496.91	1.70

PROGETTAZIONE ATI:

- Sezione raccordo

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]				
Dati				
Area racchiusa da linea media	Ak	990000	[mm ²]	
spessore	t	250	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'cd	12.75	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRcd	3155.6	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]				
Area racchiusa da linea media	Ak	990000	[mm ²]	
Area staffe	As	804.2	[mm ²]	
Passo staffe	s	100	[mm]	
Resistenza Staffe	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRsd	6231.2	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]				
Area racchiusa da linea media	Ak	990000	[mm ²]	
Area armatura longitudinale	A _l	3500.0	[mm ²]	
Perimetro medio	u _m	5172.6	[mm]	
Resistenza Armatura longitudinale	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRsd	524.3	[kNm]	

N° trave:	Combinazione	T _{ED} [kN]	T _{RD} [kN]	F.S.
1	SLU_10	241.81	524.25	2.17
2	SLU_10	151.10	524.25	3.47
3	SLU_30	155.25	524.25	3.38

PROGETTAZIONE ATI:

- Sezione centrale

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]

Dati

Area racchiusa da linea media	A_k	1120000	[mm ²]	
spessore	t	140	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'_{cd}	12.75	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]	
Momento resistente	TR_{cd}	1999.2	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]

Area racchiusa da linea media	A_k	1120000	[mm ²]	
Area staffe	A_s	804.2	[mm ²]	
Passo staffe	s	100	[mm]	
Resistenza Staffe	f_{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]	
Momento resistente	TR_{sd}	7049.4	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]

Area racchiusa da linea media	A_k	1120000	[mm ²]	
Area armatura longitudinale	A_1	3500.0	[mm ²]	
Perimetro medio	u_m	5428	[mm]	
Resistenza Armatura longitudinale	f_{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]	
Momento resistente	TR_{sd}	565.2	[kNm]	

N° trave:	Combinazione	T_{ED} [kN]	T_{RD} [kN]	F.S.
1	SLU_10	183.63	565.19	3.08
2	SLU_10	105.89	565.19	5.34
3	SLU_30	125.41	565.19	4.51

PROGETTAZIONE ATI:

Per verificare l'equazione [4.1.40] delle NTC18 al §4.1.2.3.6, a favore di sicurezza si combinano i tagli massimi e le torsioni massime.

- Sezione di testata

N° trave:	V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤1
1	1675.61	349.72	0.55
2	1517.32	277.96	0.48
3	1584.66	293.11	0.51

- Sezione di raccordo

N° trave:	V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤1
1	1610.22	241.81	0.58
2	1287.45	151.10	0.45
3	1521.83	155.25	0.52

- Sezione centrale

N° trave:	V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤1
1	1357.93	183.63	0.76
2	1284.87	105.89	0.69
3	1137.32	125.41	0.63

8.2 VERICHE SLE TRAVI

8.2.1 TENSIONI INIZIALI NEL CALCESTRUZZO

Le tensioni nelle travi all'atto del tiro devono essere inferiori al valore indicato nelle NTC18 secondo l'equazione [4.1.47].

$$\sigma_c < 0,60 f_{ckj}$$

Si utilizza quanto riportato in EC2-1-1:2005 al capitolo 3.1.2(6) equazione (3.1) e (3.2) per la determinazione della resistenza a compressione f_{ck} delle travi, considerando un cemento di classe R, con t pari a 14 gg all'atto del tiro.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

con

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

Nel caso in esame le travi hanno una classe di resistenza C45/55, ne consegue un $f_{cm}(t) = 41$ MPa e quindi una $\sigma_c = 24.5$ MPa. Le NTC18 ammettono una sovrarresistenza pari a $0.7 f_{ck}$ che nel caso in esame è pari a 28.6 MPa.

PROGETTAZIONE ATI:

Si riportano per le sezioni A, B, e C e per le sezioni di raccordo di tutte le travi le tensioni estrapolate dal software degli elementi più sollecitati. Tutte le tensioni sono inferiori ai valori limite. Per la lettura dei risultati si riporta la legenda fornita dal software. I valori positivi sono valori di compressione.

Comp./Tens.: Compression or Tension Stress

Type: Displays the set of member forces corresponding to moving load case or settlement load case for which the maximum stresses are produced

FT: Combined Stress due to M_y and axial force at Top fiber

FB: Combined Stress due to M_y and axial force at Bottom fiber

FTL: Combined Stress due to M_y , M_z and axial force at Top Left fiber

FBL: Combined Stress due to M_y , M_z and axial force at Bottom Left fiber

FTR: Combined Stress due to M_y , M_z and axial force at Top Right fiber

FBR: Combined Stress due to M_y , M_z and axial force at Bottom Right fiber

FMAX: Maximum combined stress out of the above six components.

Sezione A di mezzeria impalcato

N. Trave	N. Elem.	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	627	10.2	13.7	10.2	13.6	10.2	13.7	13.7
2	727	10.0	13.7	10.0	13.7	10.1	13.8	13.8
3	827	10.2	13.7	10.2	13.6	10.2	13.7	13.7

Sezione B

N. Trave	N. Elem.	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	616	11.9	8.4	11.9	8.5	11.8	8.4	11.9
1	638	11.1	8.8	11.1	8.7	11.2	8.8	11.2
2	716	11.7	8.6	11.7	8.6	11.7	8.6	11.7
2	738	11.2	8.9	11.1	8.8	11.2	8.9	11.2
3	816	11.8	8.5	11.8	8.4	11.9	8.5	11.9
3	838	11.3	8.8	11.3	8.7	11.3	8.8	11.3

Sezione C

N. Trave	N. Elem.	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	608	7.1	8.0	7.1	8.0	7.1	8.0	8.0
1	646	6.4	8.3	6.4	8.3	6.4	8.3	8.3
2	708	7.0	8.0	7.0	8.0	7.0	8.0	8.0

PROGETTAZIONE ATI:

2	746	6.3	8.4	6.3	8.4	6.3	8.4	8.4
3	808	7.1	8.0	7.1	8.0	7.1	8.0	8.0
3	846	6.4	8.3	6.4	8.3	6.4	8.3	8.3

Sezione Raccordo

N. Trave	N. Elem.	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	604	2.0	8.8	2.0	8.8	2.0	8.8	8.8
1	605	2.7	8.4	2.7	8.4	2.7	8.4	8.4
1	606	3.2	8.0	3.2	8.0	3.2	8.0	8.0
1	607	3.6	7.8	3.6	7.8	3.6	7.8	7.8
1	647	3.2	8.0	3.2	8.0	3.2	8.0	8.0
1	648	2.7	8.4	2.7	8.4	2.7	8.4	8.4
1	649	2.0	8.8	2.0	8.8	2.0	8.8	8.8
1	650	1.4	9.2	1.4	9.2	1.4	9.2	9.2
2	704	2.0	8.8	2.0	8.8	2.0	8.8	8.8
2	705	2.7	8.4	2.7	8.4	2.7	8.4	8.4
2	706	3.2	8.0	3.2	8.0	3.2	8.0	8.0
2	707	3.6	7.8	3.6	7.8	3.6	7.8	7.8
2	747	3.2	8.0	3.2	8.0	3.2	8.0	8.0
2	748	2.7	8.4	2.7	8.4	2.7	8.4	8.4
2	749	2.0	8.8	2.0	8.8	2.0	8.8	8.8
2	750	1.4	9.2	1.4	9.2	1.4	9.2	9.2
3	804	2.0	8.8	2.0	8.8	2.0	8.8	8.8
3	805	2.7	8.4	2.7	8.4	2.7	8.4	8.4
3	806	3.2	8.0	3.2	8.0	3.2	8.0	8.0
3	807	3.6	7.8	3.6	7.8	3.6	7.8	7.8
3	847	3.2	8.0	3.2	8.0	3.2	8.0	8.0
3	848	2.7	8.4	2.7	8.4	2.7	8.4	8.4
3	849	2.0	8.8	2.0	8.8	2.0	8.8	8.8
3	850	1.4	9.2	1.4	9.2	1.4	9.2	9.2

8.2.2. TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE NEL CALCESTRUZZO

Si riportano le tensioni nelle travi verificando le condizioni riportate nelle NTC18 al § 4.1.2.2.5.1, secondo le equazioni [4.1.15] e [4.1.16].

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso in esame per le travi si ha:

PROGETTAZIONE ATI:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot 45 = 27.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot 45 = 20.25 \text{ MPa}$$

Si riportano i dati delle sezioni più sollecitate per le combinazioni caratteristiche.

Sezione A di mezzeria

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	627	SLE[CARA]_1	15.2	2.4	16.0	3.2	13.8	1.1	16.0
2	727	SLE[CARA]_1	14.8	3.9	14.1	3.8	14.5	4.2	14.8
3	827	SLE[CARA]_1	15.2	2.6	14.5	2.3	15.3	2.9	15.3

Sezione B

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	610	SLE[CARA]_1	10.2	4.9	10.3	5.1	9.7	4.5	10.3
2	710	SLE[CARA]_1	9.9	5.8	10.1	6.0	9.6	5.4	10.1
3	810	SLE[CARA]_2	9.6	6.5	9.7	6.8	9.3	6.2	9.7

Sezione C

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	608	SLE[CARA]_1	9.2	3.1	9.3	3.4	8.8	2.8	9.3
2	708	SLE[CARA]_1	8.8	4.2	9.1	4.5	8.4	3.8	9.1
3	808	SLE[CARA]_5	8.8	5.0	8.7	5.0	8.7	4.9	8.8

Sezione di raccordo

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	604	SLE[CARA]_5	3.9	7.9	3.7	7.8	4.0	8.0	8.0
2	704	SLE[CARA]_5	3.8	8.0	3.8	8.0	3.8	7.9	8.0
3	804	SLE[CARA]_5	3.8	7.9	4.0	8.0	3.7	7.7	8.0

Si riportano i dati delle sezioni più sollecitate per le combinazioni quasi permanenti.

Sezione A di mezzeria

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	627	SLD_13	12.8	8.3	13.2	8.4	12.0	8.0	13.2
2	727	SLD_21	12.7	8.7	12.1	8.8	12.2	8.8	12.7
3	827	SLD_13	12.5	8.4	12.0	8.4	12.9	8.6	12.9

Sezione B

PROGETTAZIONE ATI:

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	616	SLD_13	11.7	6.1	12.0	6.3	11.1	6.0	12.0
2	716	SLD_21	11.7	6.5	11.5	6.6	11.4	6.5	11.7
3	816	SLD_13	11.6	6.2	11.1	6.2	11.8	6.4	11.8

Sezione C

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	608	SLD_5	8.3	5.8	8.0	5.9	7.8	5.7	8.3
2	708	SLD_5	8.2	6.0	7.9	6.0	7.8	5.9	8.2
3	808	SLD_5	8.2	5.9	7.8	5.8	8.0	5.9	8.2

Sezione di raccordo

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	604	SLE[QP]_39	2.7	7.9	2.6	7.8	2.8	8.0	8.0
2	704	SLE[QP]_39	2.7	7.9	2.7	7.9	2.7	7.9	7.9
3	804	SLE[QP]_39	2.7	7.9	2.8	8.0	2.6	7.8	8.0

8.2.3 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Si verifica lo stato limite di decompressione delle travi, nel caso in esame le condizioni ambientali sono di tipo aggressive per la classe di esposizione XC4, come riportato in Tab. 4.1.III

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Data la presenza dei trefoli il gruppo di esigenza utilizzato è il B, secondo quanto riportato in Tab. 4.1.IV

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _k	Stato limite	w _k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w ₂	apertura fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁

Come si può osservare dalle tabelle del capitolo precedente e da quelle mostrate nel seguito, le travi risultano sempre compresse, soddisfacendo lo stato limite di decompressione sia quello di fessurazione.

Sezione A di mezzeria

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	627	SLE[F]_1	13.1	4.0	13.7	4.7	12.5	3.3	13.7
2	727	SLE[F]_1	12.6	5.1	12.5	5.0	12.8	5.3	12.8
3	827	SLE[F]_1	12.8	4.9	12.5	4.6	13.0	5.2	13.0

Sezione B

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	616	SLE[F]_1	11.7	2.8	12.1	3.2	11.3	2.3	12.1
2	716	SLE[F]_1	11.7	3.5	11.6	3.5	11.7	3.6	11.7
3	816	SLE[F]_1	11.6	3.3	11.4	3.1	11.7	3.5	11.7

Sezione C

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	608	SLE[F]_1	7.6	4.2	7.7	4.5	7.4	4.0	7.7
2	708	SLE[F]_1	7.5	4.7	7.4	4.6	7.5	4.7	7.5
3	808	SLE[F]_1	7.5	4.5	7.4	4.4	7.6	4.6	7.6

Sezione di raccordo

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	604	SLE[F]_1	2.6	8.2	2.5	8.1	2.7	8.3	8.3
2	704	SLE[F]_1	2.5	8.2	2.5	8.2	2.5	8.2	8.2
3	804	SLE[F]_1	2.6	8.2	2.6	8.2	2.5	8.1	8.2

8.2.4 TENSIONE MASSIMA NELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

Si riportano le limitazioni adottate:

- Tensione massima al tiro:
EC2-1-1:2005 §5.10.2.1(1) eq. (5.41)

f_{pk}	1860	[MPa]
$f_{p0,1k}$	1670	[MPa]
k_1	0.8	[-]
k_2	0.9	[-]
σ_1	1488	[MPa]

PROGETTAZIONE ATI:

σ_2	1503	[MPa]
$\sigma_{p,max}$	1488	[MPa]

La tensione al tiro di progetto è pari a 1413 MPa, quindi inferiore al limite di norma.

- Tensione massima in condizioni di esercizio
NTC18 §4.1.2.2.5.2 eq. [4.1.17]

k	0.8	[-]
$\sigma_{p,max}$	1336	[MPa]

A perdite scontate tutti i cavi presentano una tensione inferiore al limite di normativa, come indicato nel capitolo 5.2.1 della presente relazione.

8.2.5 STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Si riportano di seguito le verifiche di deformabilità dell'impalcato. I valori sono espressi in cm.

Luce di calcolo 2400 cm

Frecce (cm)	Trave 1		Trave 2		Trave 3	
G1	1.2		1.2		1.2	
G2	0.67		0.62		0.64	
Somma Permanenti	18.66 L/1284<L/150		5.13 L/1319<L/150		4.93 L/1304<L/150	
Traffico	1.36	L/1765<L/500	1.2	L/2001<L/500	1.25	L/1920<L/500

8.3 VERIFICHE SLU TRAVERSI

8.3.1 VERIFICHE A MOMENTO FLETTENTE TRAVERSI DI TESTATA

I traversi di testata hanno dimensione geometrica 100x40, la verifica viene svolta con 2+2 Φ 40 più. Si riportano le verifiche per le sollecitazioni massime dovute alle combinazioni SLU.

Pos. traverso:	Combinazione	M_{ED} [kNm]	M_{RD} [kNm]	F.S.
Spalla A	SLU_27	117.51	1467	12.48
Spalla A	SLU_34	-225.05	-1467	6.52

Pos. traverso:	Combinazione	M_{ED} [kNm]	M_{RD} [kNm]	F.S.
Spalla B	SLU_27	117.51	721.3	12.48
Spalla B	SLU_34	-225.05	721.3	6.52

Le verifiche sono state effettuate mediante il programma VCA SLU (vs. 7.7)

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTI E PONTI – PONTE VIABILITÀ SECONDARIA – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVERSO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	50	2	12,57	-8,1	33
2	-20	50	3	12,57	-8,1	-33
3	-20	-50	4	12,57	8,1	-33
4	20	-50				

Tipo Sezione:
 Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{Ed} 0 kNm
M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord [cm]

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: Y1050H C32/40

ε_{cu} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 826,1 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ‰
ε_{yd} 4,131 ‰ C_{c,adm} 11,5
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

M_{sRd} 1,467 kNm
α_s -18,13 N/mm²
α_s 826,1 N/mm²
ε_s 3,5 ‰
ε_s 7,923 ‰
d 83 cm
x 25,43 x/d 0,3064
δ 0,823

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVERSO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	50	1	12,57	-8,1	33
2	-20	50	2	12,57	-8,1	33
3	-20	-50	3	12,57	-8,1	-33
4	20	-50	4	12,57	8,1	-33

Tipo Sezione:
 Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{Ed} 0 kNm
M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord [cm]

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

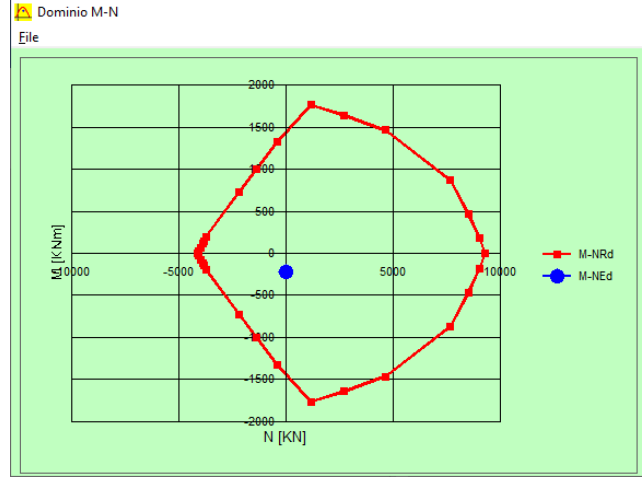
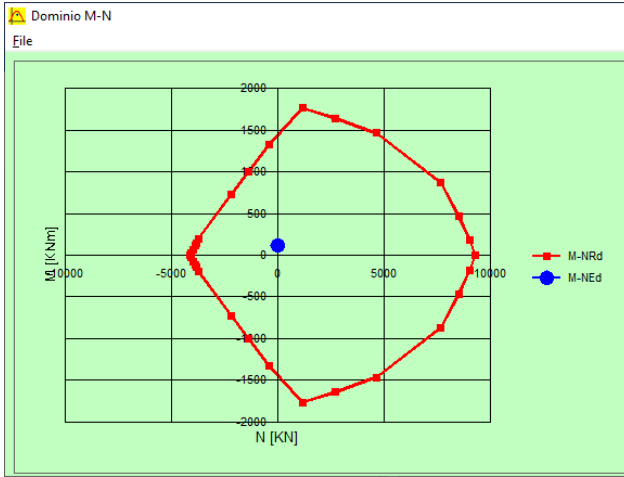
Materiali: Y1050H C32/40

ε_{cu} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 826,1 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ‰
ε_{yd} 4,131 ‰ C_{c,adm} 11,5
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

M_{sRd} -1,467 kNm
α_s -18,13 N/mm²
α_s 826,1 N/mm²
ε_s 3,5 ‰
ε_s 7,923 ‰
d 83 cm
x 25,43 x/d 0,3064
δ 0,823

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



8.3.2 VERIFICHE A TAGLIO TRAVERSI

Si riportano le verifiche delle sezioni con i massimi tagli. L'armatura è costituita da staffe $\Phi 16/10$ a due bracci.

$f_{ck} =$	32	MPa	
$f_{yd} =$	391.30	Mpa	
$f_{cd} =$	18.1	MPa	
$f'_{cd} = 0,5f_{cd} =$	9.1	MPa	
<hr/>			
$H =$	1000	mm	
$b_w =$	400	mm	
$d =$	833	mm	
<hr/>			
$N_{Ed} =$	0.E+00	N (compr)	
$V_{Ed} =$	0	N	
$\cotg\theta = \epsilon [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00	(accettabile)	
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00		
<hr/>			
staffe $\phi =$	16	mm	
numero bracci resistenti sezione	2		
passo "s" =	10	cm	
$A_s/s =$	40.20	cm ² /m	
$\alpha =$	90	° =	1.5708 rad
<hr/>			
$A_C =$	556,000	mmq	
$\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_C =$	0.000	Mpa	
$\alpha_C =$	1.00		
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	1.E+06	N =	1179.67 kN
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	1.E+06	N =	1359.46 kN
<hr/>			
	$V_{Rds} =$	1179.67	kN
	$V_{Rd,max} =$	1359.46	kN

Pos. trasverso:	Combinazione	V_{ED} [kN]	V_{RD} [kN]	F.S.
Spalla B	SLU_34	301.71	1179.67	3.91
Spala B	SLU_14	265.38	1179.67	4.45

8.3.3 VERIFICHE A TORSIONE

Si riportano i dati per il calcolo della torsione resistente

Dati			
Base rettangolo	b	400	[mm]
Altezza rettangolo	h	1000	[mm]
Perimetro medio	u_m	2228.57	[mm]
spessore $t=Ac/u$	t	142.86	[mm]
Perimetro u	u	2800	[mm]

PROGETTAZIONE ATI:

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]

Dati

Area racchiusa da linea media	A	220408.1633	[mm ²]	
spessore	t	142.86	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'cd	9.07	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRcd	285.5	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]

Area racchiusa da linea media	A	220408.1633	[mm ²]
Area staffe	As	402.1	[mm ²]
Passo staffe	s	100	[mm]
Resistenza Staffe	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
Momento resistente	TRsd	693.6	[kNm]

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]

Area racchiusa da linea media	A	220408.1633	[mm ²]
Area armatura longitudinale	A ₁	10053.1	[mm ²]
Perimetro medio	u _m	2228.57	[mm]
Resistenza Armatura longitudinale	f _{yd}	826.1	[N/mm ²]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
Momento resistente	TRsd	1642.7	[kNm]

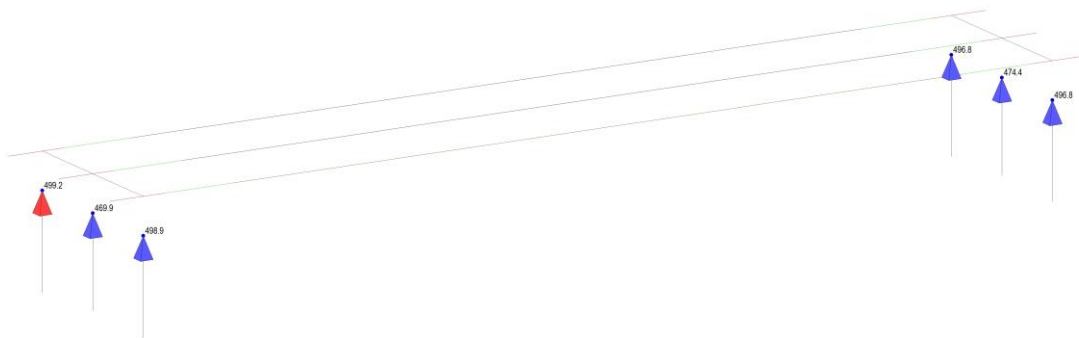
Traverso	Combinazione	T _{ED} [kN]	T _{RD} [kN]	F.S.
Spalla A	SLU_18	90.0	285.5	3.17
Spala B	SLU_18	100.0	285.5	2.86

N° trave:	V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤ 1
Spalla A	265.38	90.00	0.51
Spala B	301.71	100.00	0.57

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.4. VERIFICA SOLLEVAMENTO IMPALCATO

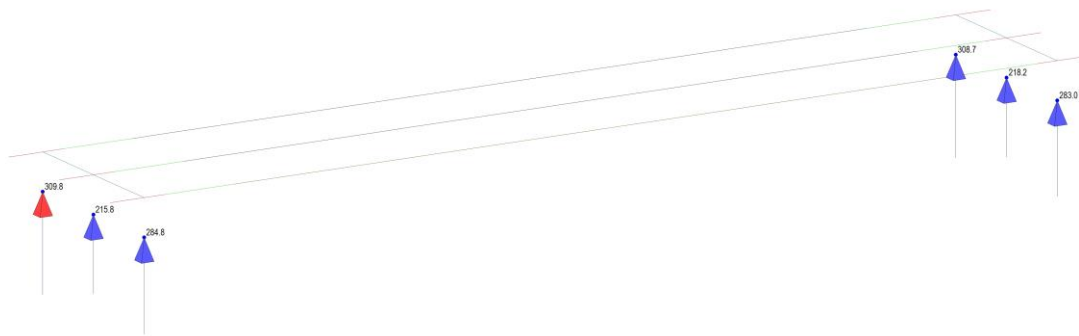
Si esegue la verifica del traverso nella condizione di sollevamento di impalcato, considerando l'utilizzo di un martinetto per campo di traverso. Si riportano le reazioni vincolari dovute ai permanenti, i valori sono caratteristici.



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-Z	
MIN. REACTION	
NODE=	3
FZ:	469.9
MAX. REACTION	
NODE=	5
FZ:	499.2

PostCS	
ST: G1 PESO PROPRIO	
MAX :	5
MIN :	3
FILE:	VIA SECONDARI
UNIT:	kN
DATE:	02/25/2022
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.483
Y:	-0.837
Z:	0.259

Figura 56: Reazioni vincolari G1



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-Z	
MIN. REACTION	
NODE=	3
FZ:	215.8
MAX. REACTION	
NODE=	5
FZ:	309.8

PostCS	
CB: G2	
MAX :	5
MIN :	3
FILE:	VIA SECONDARI
UNIT:	kN
DATE:	02/25/2022
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.483
Y:	-0.837
Z:	0.259

Figura 57: Reazioni vincolari G2

PROGETTAZIONE ATI:

Le reazioni maggiori si hanno sulla trave n. 1, pertanto la condizione di traffico considerata per massimizzare le azioni è quella relativa ai carichi eccentrici sulla trave n.1. Si riporta l'involuppo delle reazioni vincolari, i valori sono caratteristici.

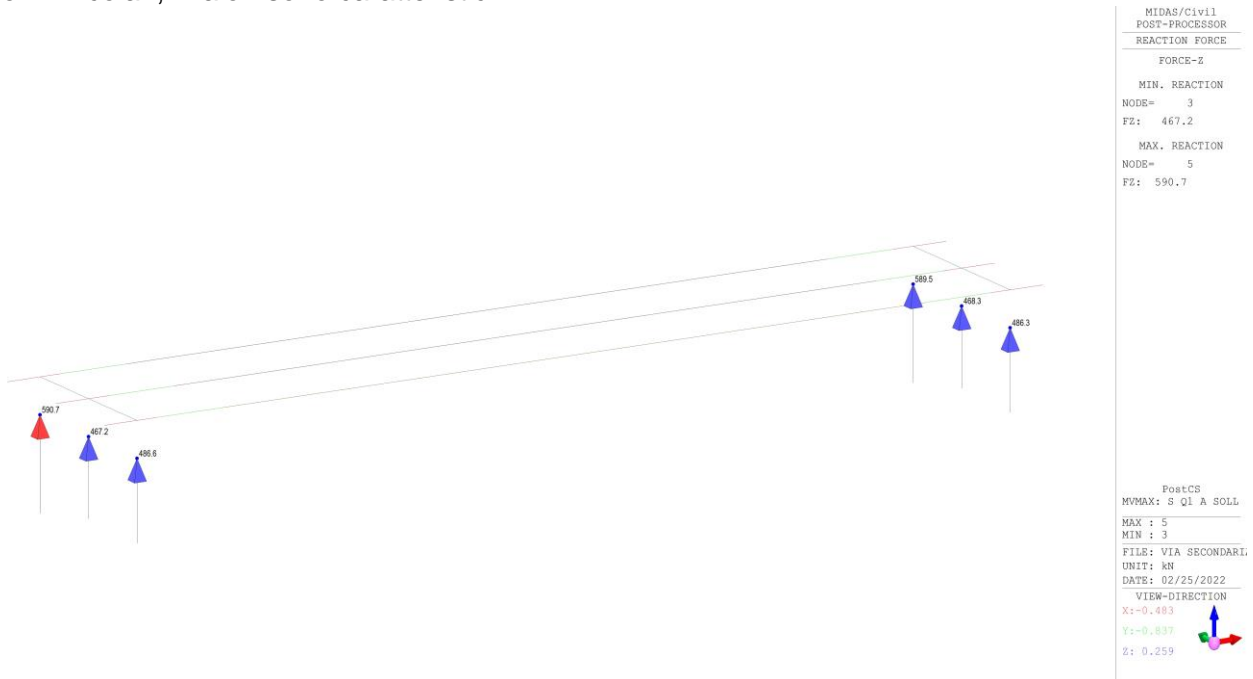


Figura 58: Reazioni vincolari carichi mobili

Si riportano le reazioni vincolari del vento che massimizza le reazioni sulla trave di bordo n. 1.

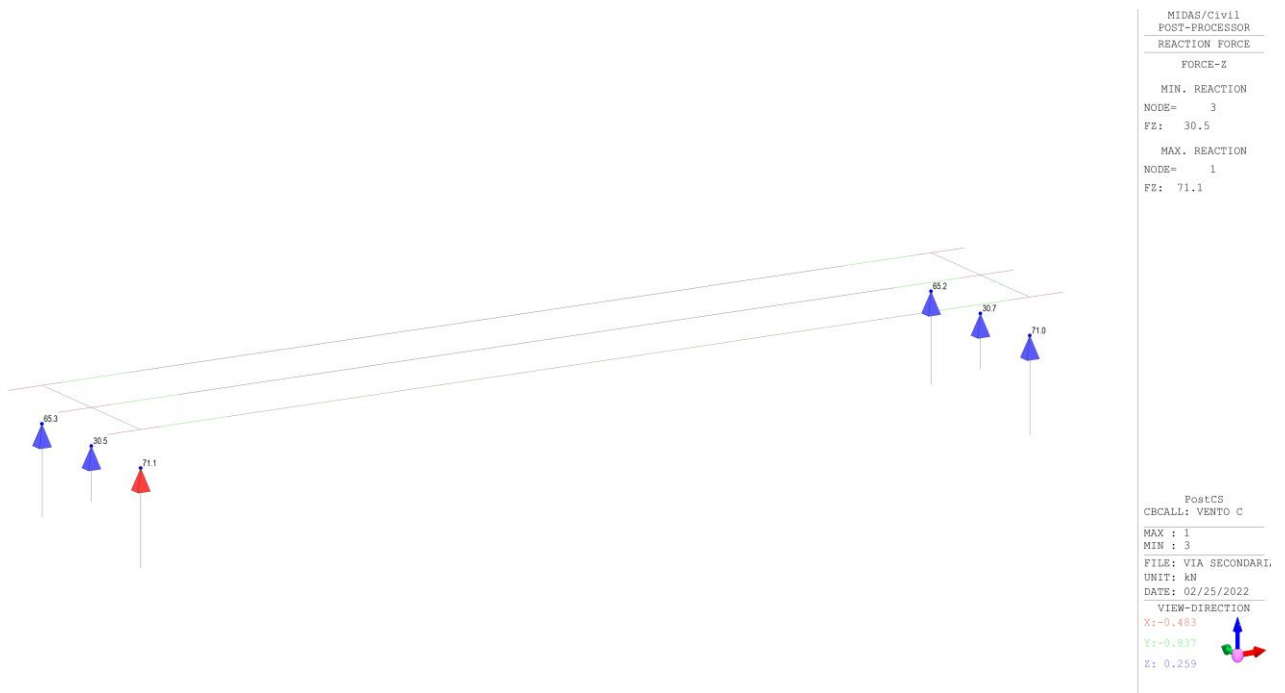


Figura 59: reazioni vincolari vento

PROGETTAZIONE ATI:

Per la verifica si considera il seguente modello tirante puntone

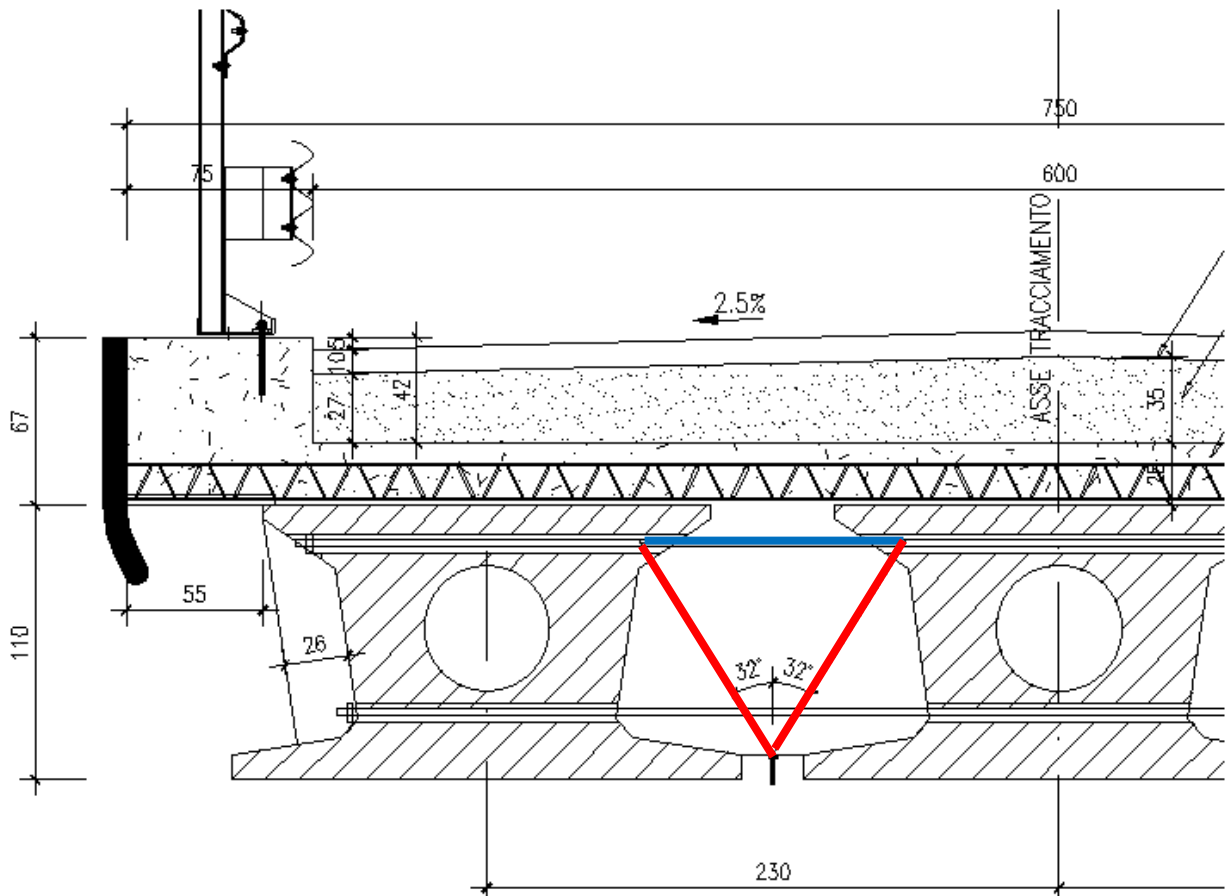


Figura 60: Modello tirante puntone

In blu è evidenziato il tirante, in rosso i puntone compressi. La forza agente dovuta al martinetto è posizionata in mezzeria del campo del traverso.

Secondo quanto riportato in EN 1991-2 (2003) al capitolo 4.5.3, è possibile considerare i valori caratteristici dei carichi tandem dei carichi mobili da traffico moltiplicati per un fattore 0.8. Si riporta l'estratto dalla norma.

PROGETTAZIONE ATI:

4.5.3 Groups of loads in transient design situations

(1) The rules given in 4.5.1 and 4.5.2 are applicable with the following modifications given in 4.5.3(2).

(2) For verifications in transient design situations, the characteristic values associated with the tandem system should be taken equal to $0,8\alpha_Q Q_{ik}$, and all other characteristic, frequent and quasi-permanent values and the horizontal forces are as specified for persistent design situations without any modification (*i.e.* they are not reduced proportionally to the weight of the tandems).

NOTE In transient design situations due to road or bridge maintenance, the traffic is commonly concentrated on smaller areas without being significantly reduced, and long lasting traffic jams are frequent. However, more reductions may be applied in cases where the heaviest lorries are diverted by appropriate measures.

La combinazione di verifica considerata è dunque la seguente:

$$G1*1.35+G2*1.5+1.35*0.8*Q_{ik}+1.35*Q_{ik}+1.5*0.6*Q_5$$

Il valore della forza applicata al traverso è dunque:

$$(499.2+469.9*0.5) * 1.35 + (309.8+215.8*0.5) * 1.5 + (590.7+467.2*0.5) * 1.35 \text{ kN} + (65.3+30.5*0.5) * 0.9 = 2056.70 \text{ kN.}$$

Dall'equilibrio delle forze il tirante risulta pari a: $2056.70 * \tan 32 = 1285.2 \text{ kN}$.

Utilizzando 2 barre Dywidag Y1050H $\Phi 40$ si ha un tiro resistente pari a:

$$T_{Rd}: 2 * \pi * 20^2 * (950 / 1.15) = 2076.8 \text{ kN}$$

Il fattore di sicurezza risulta dunque: $FS = 2076.8 / 1285.2 = 1.62$.

La soletta viene rinforza in estradosso con $\Phi 30/10$ per un tratto di un metro disposto a cavallo dei traversi.

8.4 VERIFICHE SLE TRAVERSI

8.4.1 STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Le tensioni massime secondo §4.1.2.2.5 delle NTC18 sono:

Resistenza a compressione (caratteristica): $\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = 19.20 \text{ N/mm}^2$

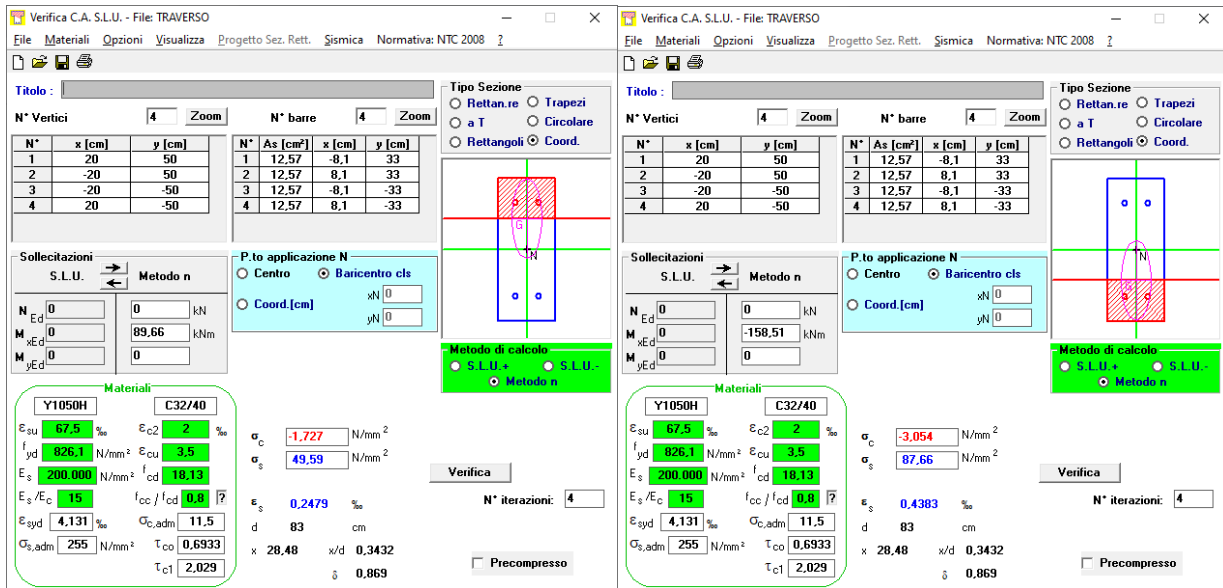
Resistenza a compressione (quasi permanente): $\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = 14.40 \text{ N/mm}^2$

Si riportano le verifiche tensionali.

Acciaio sfruttato all'80% (rara): $\sigma_{sd} = 0.80 \times (950 \text{ N/mm}^2) = 760 \text{ N/mm}^2$

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla A	SLE(CARA)_2	89.66	1.73	19.20
Spalla A	SLE(CARA)_2	-158.51	3.05	19.20

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla B	SLE(CARA)_2	89.66	1.73	19.20
Spalla B	SLE(CARA)_2	-158.51	3.05	19.20



The screenshot shows two windows of the 'Verifica C.A. S.L.U.' software. Each window displays the following data:

- Section Properties:**

N° Vertici	x [cm]	y [cm]	N° As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	50	12.57	-8.1	33
2	-20	50	12.57	8.1	33
3	-20	-50	12.57	-8.1	-33
4	20	-50	12.57	8.1	-33
- Material Properties:**

Materiali	Y1050H	C32/40
ε _{su}	67.5 %	2 %
f _{yd}	826.1 N/mm ²	3.5
E _s	200.000 N/mm ²	18.13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd}	4.131 %	σ _{c,adm} 11.5
σ _{c,adm}	255 N/mm ²	τ _{co} 0.6933
τ _{c1}	2.029	
- Stress Results:**

σ _c	σ _s
-1.727 N/mm ²	49.59 N/mm ²
-3.054 N/mm ²	87.66 N/mm ²
- Other Parameters:**
 - ε_s: 0.2479 %
 - d: 83 cm
 - x: 28.48, x/d: 0.3432
 - δ: 0.869
 - N° iterazioni: 4
 - Precompresso:

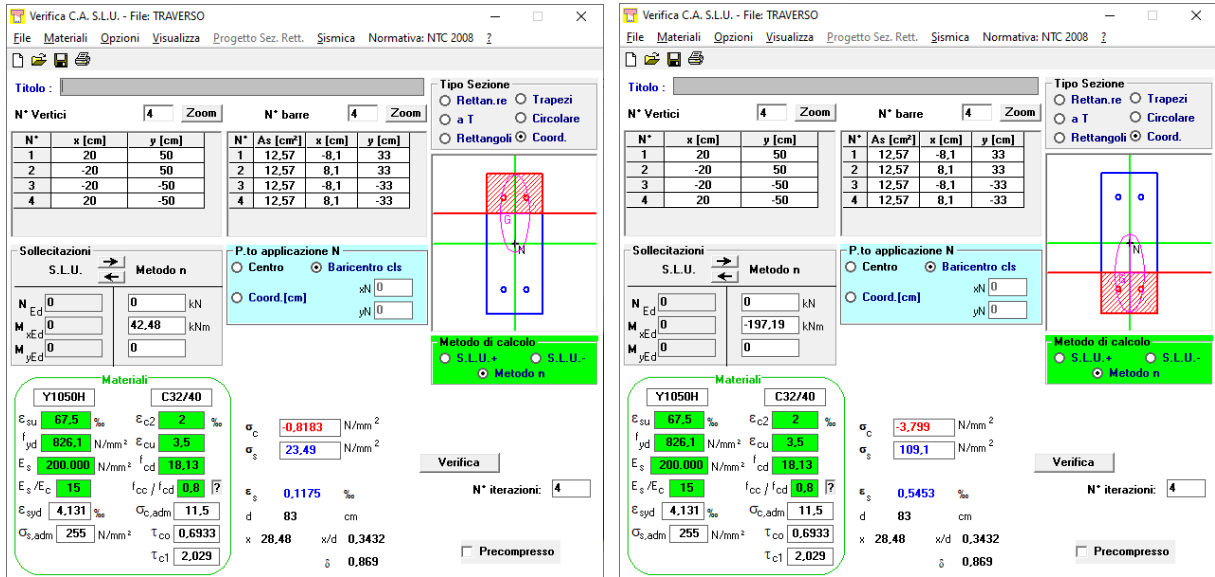
Le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite di norma:

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _s [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla A	SLE(CARA)_2	89.66	49.59	760
Spalla A	SLE(CARA)_2	-158.51	87.66	760

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _s [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla B	SLE(CARA)_2	89.66	49.59	760
Spalla B	SLE(CARA)_2	-158.51	87.66	760

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla A	SLD_9	42.48	0.93	14.40
Spalla A	SLD_13	-21.29	1.90	14.40

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla B	SLD_9	42.48	0.93	14.40
Spalla B	SLD_13	-21.29	1.90	14.40



The image shows two screenshots of the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The left screenshot shows the material properties for Y1050H and C32/40, with values for ε_{su}, ε_{c2}, f_{yd}, E_s, E_s/E_c, ε_{syd}, σ_{s,adm}, τ_{co}, and τ_{c1}. The right screenshot shows the same material properties but with different calculation results, including σ_c = -3,799 N/mm² and σ_s = 109,1 N/mm².

8.4.2 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Nel caso in esame avendo una classe di esposizione XC4 il gruppo di Esigenza è il B

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4 , XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Data la presenza di armature lente l'apertura delle fessure è limitata a w₂ = 0.3 mm per le combinazioni frequente e w₁ = 0.2 mm per le combinazioni quasi permanente.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Si riportano le sollecitazioni per le combinazioni di tipo frequente

Pos. traverso:	Combinazione	M_{ED} [kNm]
Spalla A	SLE(F)_2	62.55
Spalla A	SLE(F)_3	-111.00

Pos. traverso:	Combinazione	M_{ED} [kNm]
Spalla B	SLE(F)_2	62.55
Spalla B	SLE(F)_3	-111.00

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVERSO

Titolo:

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	50	1	12.57	-8.1	33
2	-20	50	2	12.57	8.1	33
3	-20	-50	3	12.57	-8.1	-33
4	20	-50	4	12.57	8.1	-33

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 62.55 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Materiali: Y1050H C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -1.205 N/mm²
 f_{yd} 826.1 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰ σ_s 34.59 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 4.131 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 ‰
 τ_{c1} 2.029 ‰

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVERSO

Titolo:

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	50	1	12.57	-8.1	33
2	-20	50	2	12.57	8.1	33
3	-20	-50	3	12.57	-8.1	-33
4	20	-50	4	12.57	8.1	-33

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} -111 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Materiali: Y1050H C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -2.138 N/mm²
 f_{yd} 826.1 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰ σ_s 61.39 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 4.131 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 ‰
 τ_{c1} 2.029 ‰

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

VIADOTTI E PONTI – PONTE VIABILITÀ SECONDARIA – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1:2005 Par.7.3		STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1:2005 Par.7.3	
Geometria della sezione		Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 1000 [mm]	Altezza della sezione	h 1000 [mm]
Larghezza della sezione	b 400 [mm]	Larghezza della sezione	b 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d 830 [mm]	Altezza utile della sezione	d 830 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 170 [mm]	Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 170 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 45 [mm]	Ricoprimento dell'armatura	c 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria		Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{1,1} 2 [-]	Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{1,1} 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{1,1} 40 [mm]	Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{1,1} 40 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} 2513 [mm ²]	Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} 2513 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento		Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{1,2} 0 [-]	Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{1,2} 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{1,2} 12 [mm]	Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{1,2} 12 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} 0 [mm ²]	Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali		Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{cd} 32 [MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{cd} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ct,med} 3.0 [MPa]	Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ct,med} 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 [MPa]	Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 950 [MPa]	Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 950 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 [MPa]	Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE		DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s 34.59 [MPa]	Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s 61.39 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 284.8 [mm]	Asse neutro della sezione	X 284.8 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _{cr} Lunga	Coefficiente di omogeneizzazione	α _{cr} Lunga
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 2513 [mm ²]	Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 2513 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce,eff,1} 170000 [mm ²]	Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce,eff,1} 170000 [mm ²]
	A _{ce,eff,2} 95360 [mm ²]		A _{ce,eff,2} 95360 [mm ²]
	A _{ce,eff,3} 200000 [mm ²]		A _{ce,eff,3} 200000 [mm ²]
	A _{ce,eff,min} 95360 [mm ²]		A _{ce,eff,min} 95360 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{s,eff} 0.02636 [-]	Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{s,eff} 0.02636 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} 3.0 [MPa]	Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _i 0.4 [-]	Fattore di durata del carico	k _i 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} 0.000104 [-]	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} 0.000184 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc} -0.000093 [-]		[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc} 0.000041 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] 0.000104 [-]		[ε _{sm} -ε _{cm}] 0.000184 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)		Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	
s	170 [mm]	s	170 [mm]
Diametro equivalente delle barre		Diametro equivalente delle barre	
φ _{eq}	40.00 [mm]	φ _{eq}	40.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento		Spaziatura massima di riferimento	
s _{max,ref}	325 [mm]	s _{max,ref}	325 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione		Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
k ₁	0.800 [-]	k ₁	0.800 [-]
k ₂	0.500 [-]	k ₂	0.500 [-]
k ₃	3.400 [-]	k ₃	3.400 [-]
k ₄	0.425 [-]	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure		Distanza massima tra le fessure	
S _{r,max,1}	411 [mm]	S _{r,max,1}	411 [mm]
S _{r,max,2}	930 [mm]	S _{r,max,2}	930 [mm]
S _{r,max}	411 [mm]	S _{r,max}	411 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente		Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
w _{l,lim}	0.30 [mm]	w _{l,lim}	0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)		Ampiezza delle fessure (di calcolo)	
w _k	0.04 [mm]	w _k	0.08 [mm]

Si riportano le sollecitazioni per le combinazioni di tipo quasi permanente

Pos. trasverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Spalla A	SLD_9	42.48
Spalla A	SLD_13	-21.29

Pos. trasverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Spalla B	SLD_9	42.48
Spalla B	SLD_13	-21.29

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3		STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione		Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 1000 [mm]	Altezza della sezione	h = 1000 [mm]
Larghezza della sezione	b = 400 [mm]	Larghezza della sezione	b = 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 830 [mm]	Altezza utile della sezione	d = 830 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 170 [mm]	Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 170 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]	Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria		Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₁ = 2 [-]	Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₁ = 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₁ = 40 [mm]	Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₁ = 40 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 2513 [mm ²]	Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 2513 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento		Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₂ = 0 [-]	Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n ₂ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₂ = 12 [mm]	Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ ₂ = 12 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} = 0 [mm ²]	Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali		Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{cd} = 32 [MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{cd} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ct,med} = 3.0 [MPa]	Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ct,med} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]	Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 950 [MPa]	Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 950 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]	Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE		DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 23.49 [MPa]	Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 109.1 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 284.8 [mm]	Asse neutro della sezione	X = 284.8 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	α ₀ = Lunga	Tipo e durata dei carichi applicati	α ₀ = Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α _s = 6.00 [-]	Coefficiente di omogeneizzazione	α _s = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _{st} = 2513 [mm ²]	Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _{st} = 2513 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} = 170000 [mm ²]	Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} = 170000 [mm ²]
	A _{c,eff,2} = 95360 [mm ²]		A _{c,eff,2} = 95360 [mm ²]
	A _{c,eff,3} = 200000 [mm ²]		A _{c,eff,3} = 200000 [mm ²]
	A _{c,eff,min} = 95360 [mm ²]		A _{c,eff,min} = 95360 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{s,eff} = 0.02636 [-]	Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{s,eff} = 0.02636 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]	Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k ₁ = 0.4 [-]	Fattore di durata del carico	k ₁ = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000070 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc} = -0.000148 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] = 0.000070 [-]	Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000327 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc} = 0.000280 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] = 0.000327 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 170 [mm]	Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 170 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 40.00 [mm]	Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 40.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 325 [mm]	Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 325 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]	Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max,1} = 411 [mm] s _{r,max,2} = 930 [mm] s _{r,max} = 411 [mm]	Distanza massima tra le fessure	s _{r,max,1} = 411 [mm] s _{r,max,2} = 930 [mm] s _{r,max} = 411 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.20 [mm]	Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.63 [mm]	Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.13 [mm]

8.5 VERIFICA PREDALLES

Si riporta la verifica delle predalles per la fase I di getto della soletta considerando come elemento resistente la sola predalle in c.a., per una lunghezza longitudinale di soletta di 1.00 m.

8.5.1 MODELLO DI CALCOLO

Le predalles vengono considerate con schema statico di trave continua su 6 appoggi. Vengono analizzati due schemi: il primo riferito alla zona relativa agli appoggi, il secondo riferito alla mezzeria del ponte.

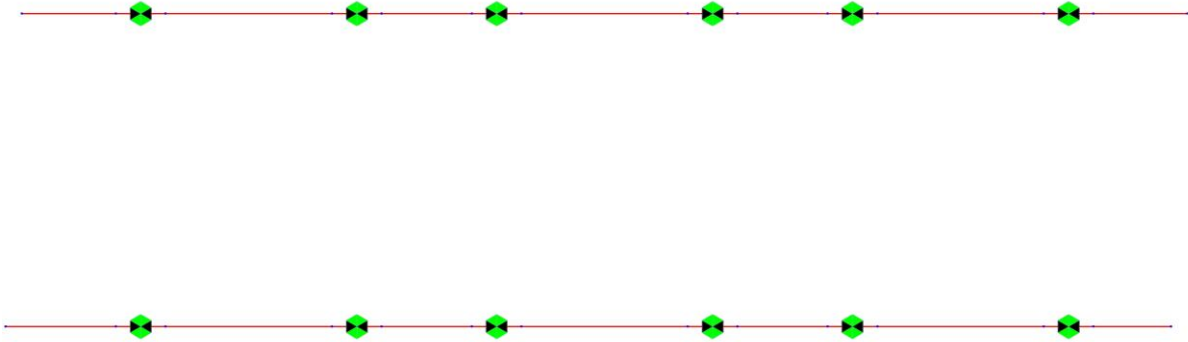


Figura 61: Sezione di mezzeria (in alto) e sezione in appoggio (in basso)

8.5.2 CARICHI FASE 1A

La prima fase di getto considera il peso proprio del calcestruzzo gettato per la soletta: $0.25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m}$. Si considera inoltre un carico accidentale di servizio pari a 1.50 kN/m .

8.5.3 SOLLECITAZIONI DI FASE 1A

Si riportano le sollecitazioni caratteristiche nella prima fase di getto.

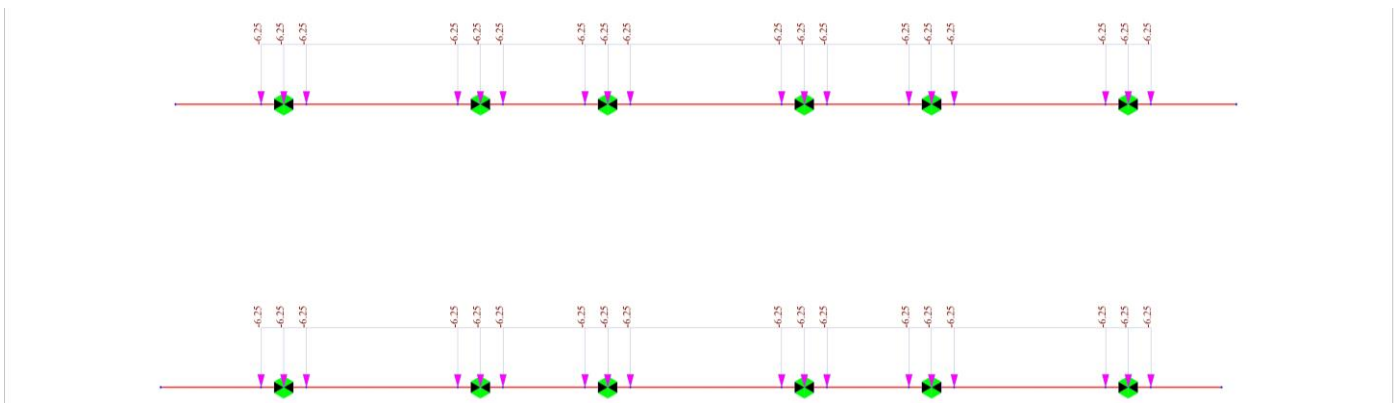


Figura 62: Carichi getto soletta

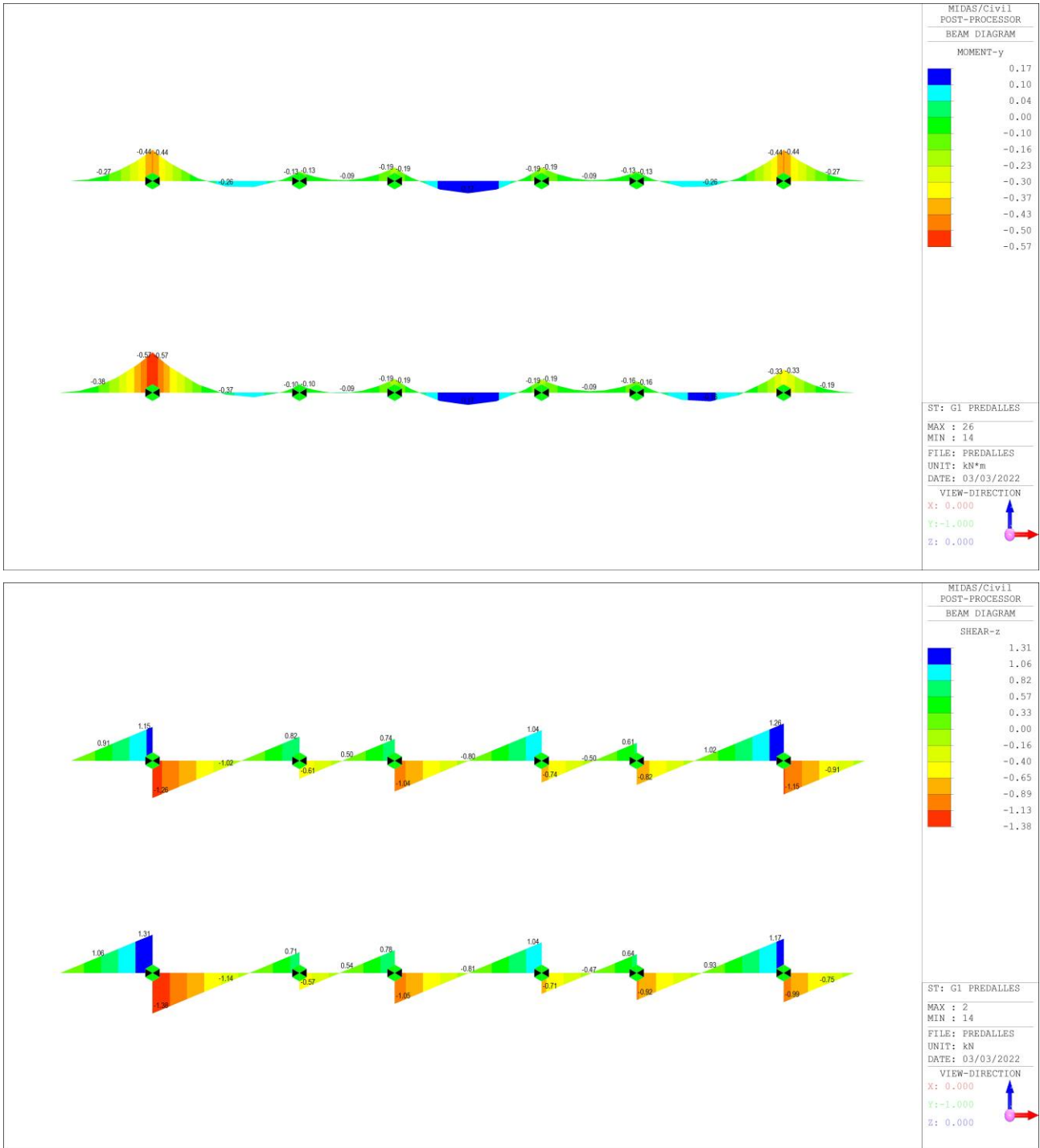


Figura 63: Sollecitazioni peso predalles

PROGETTAZIONE ATI:

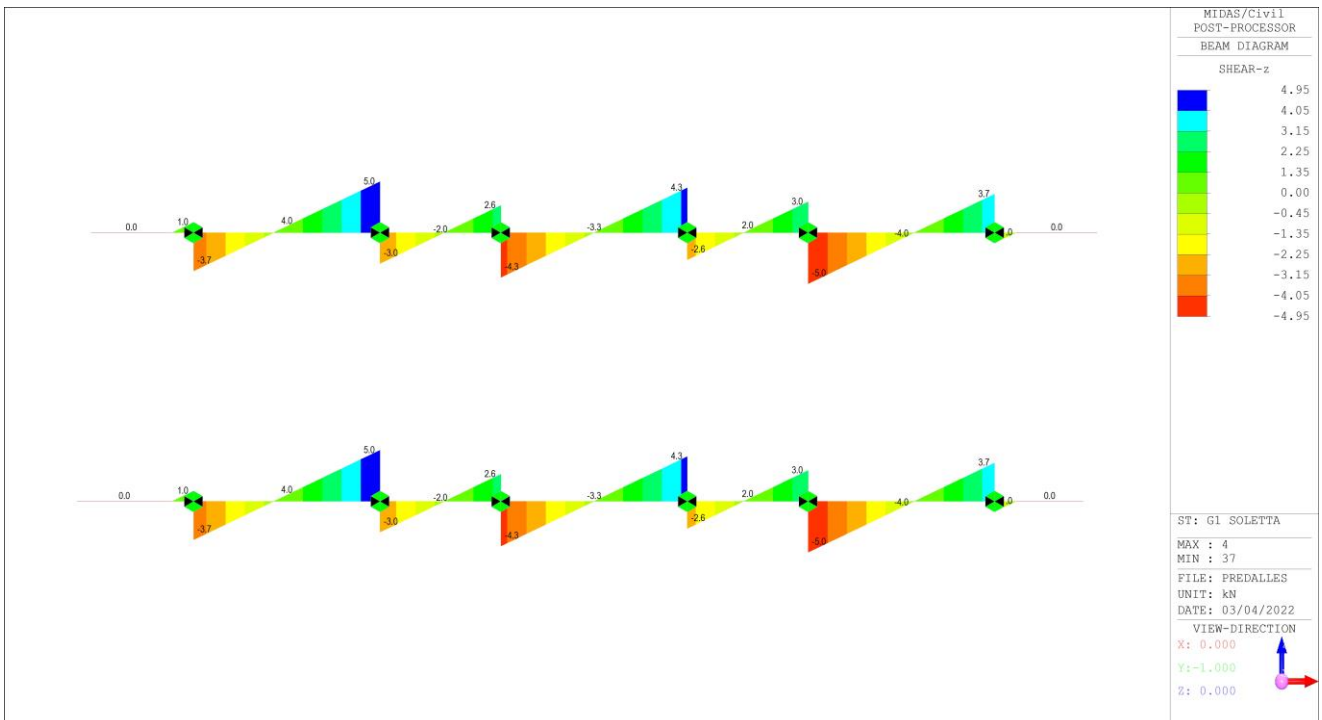
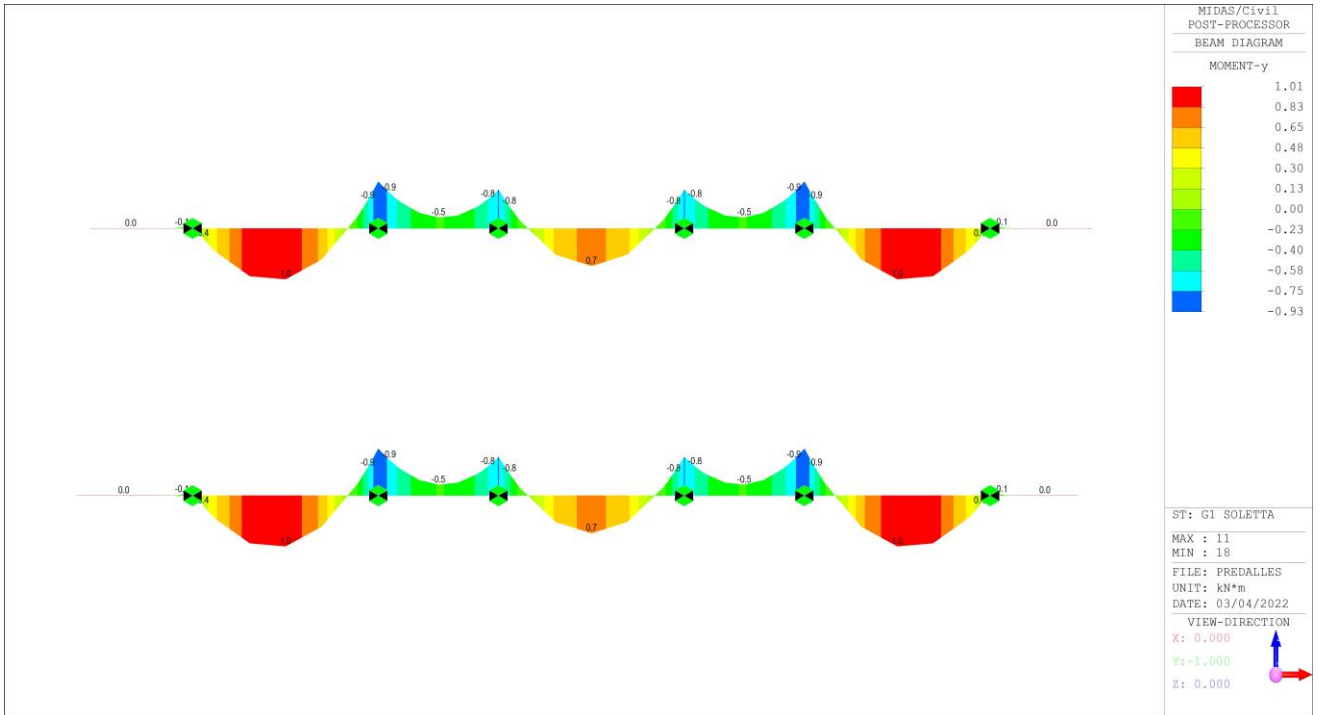


Figura 64: Sollecitazioni getto soletta

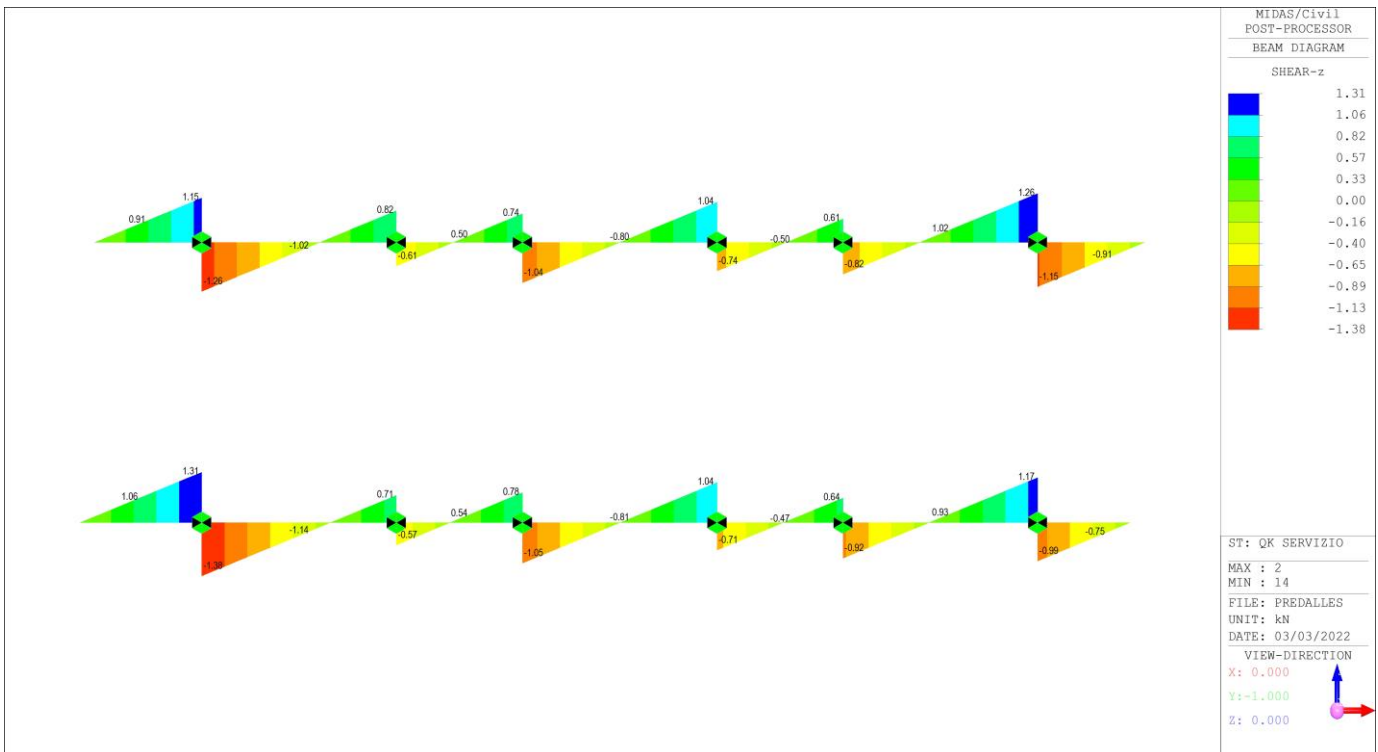
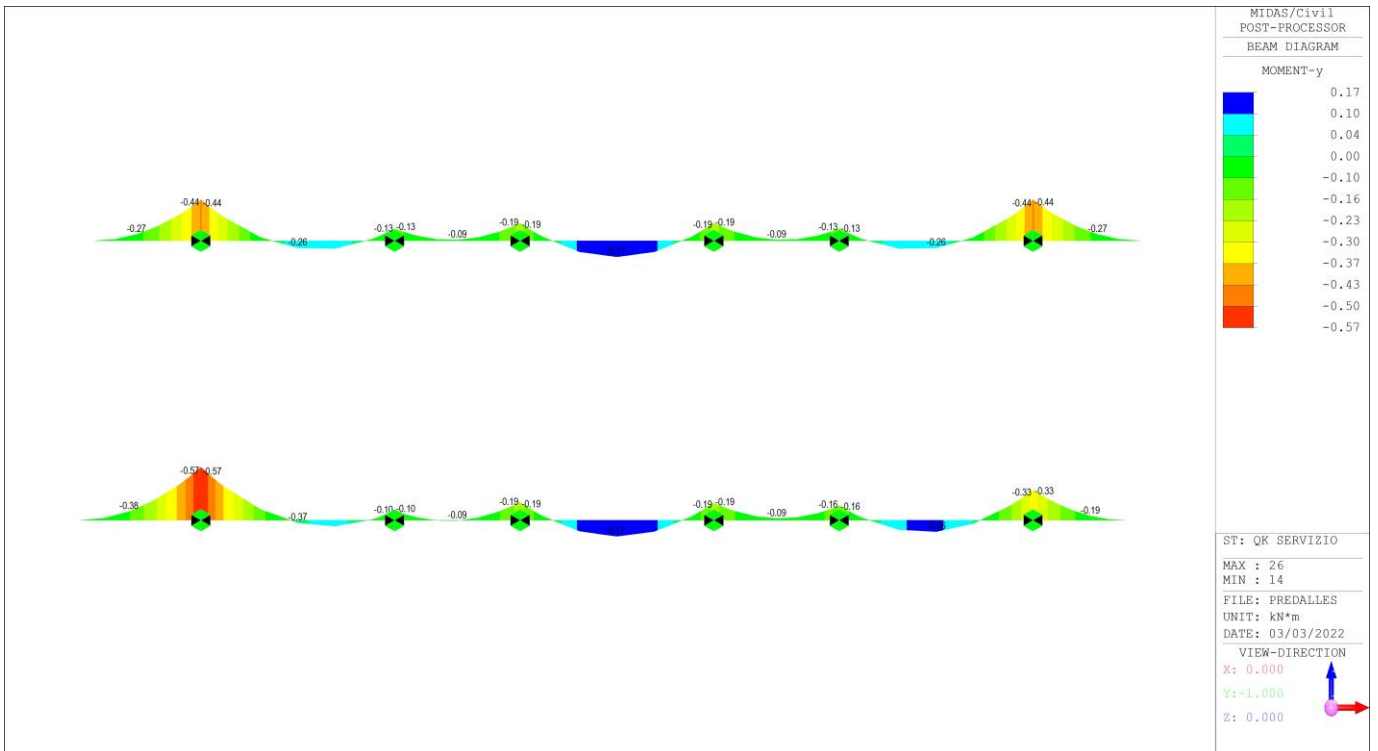


Figura 65: Sollecitazioni carico accidentale di servizio

Per la verifica si utilizza la seguente combinazione SLU:

$$1.35 \cdot G1_{\text{predalles}} + 1,50 G2_{\text{soletta}} + 1,50 Qk_{1,c.\text{servizio}}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Si riportano i diagrammi di sollecitazioni. Per le verifiche verranno utilizzati i valori massimi delle due configurazioni.

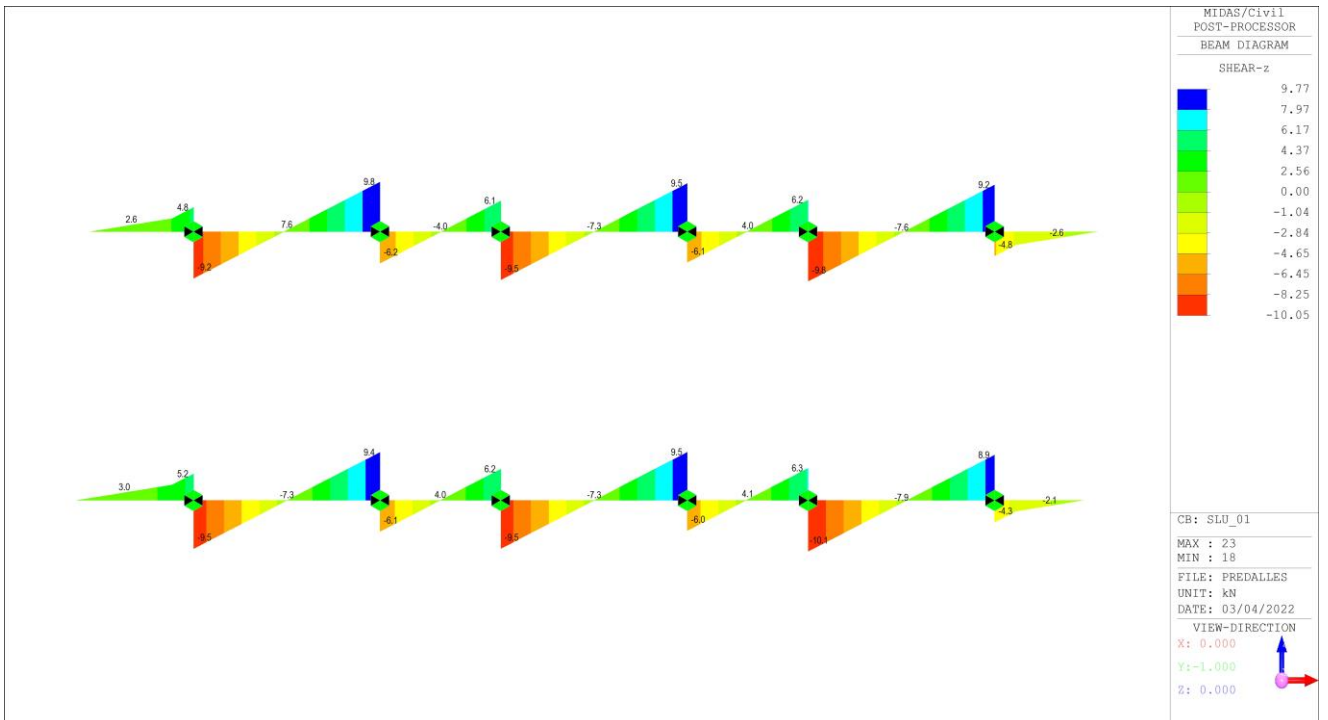
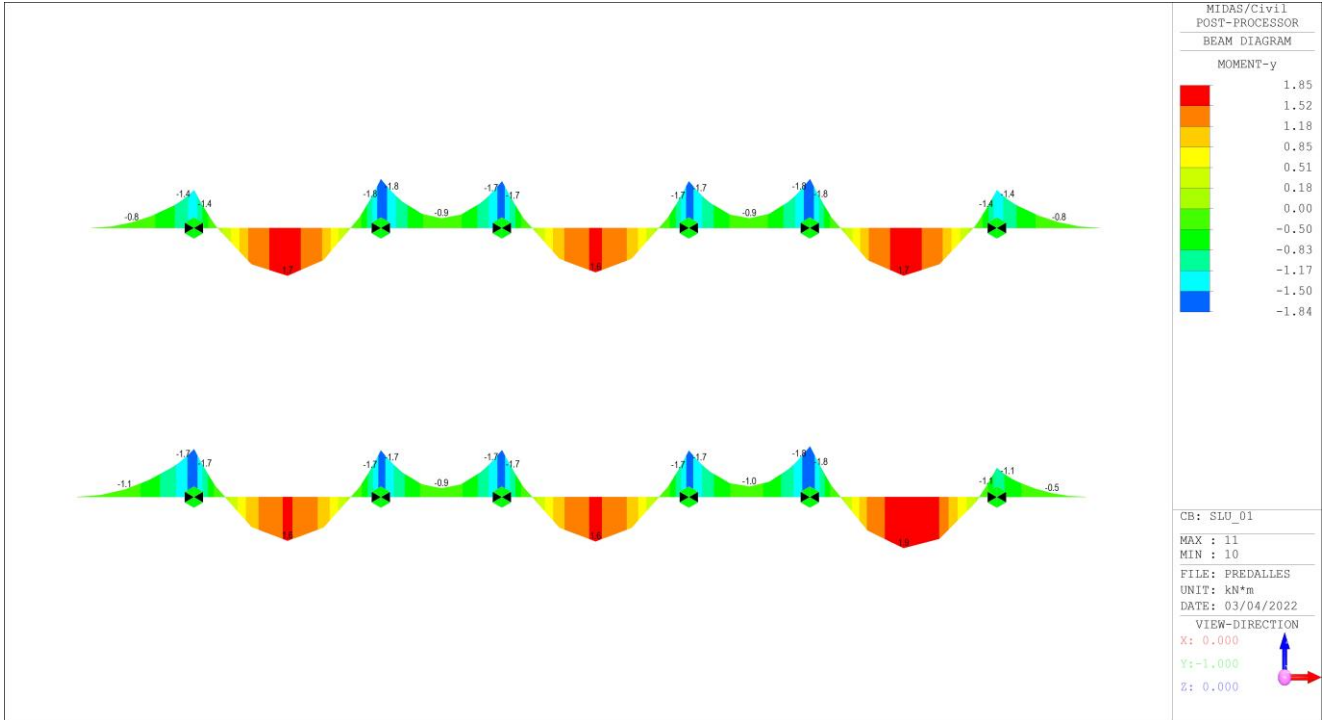
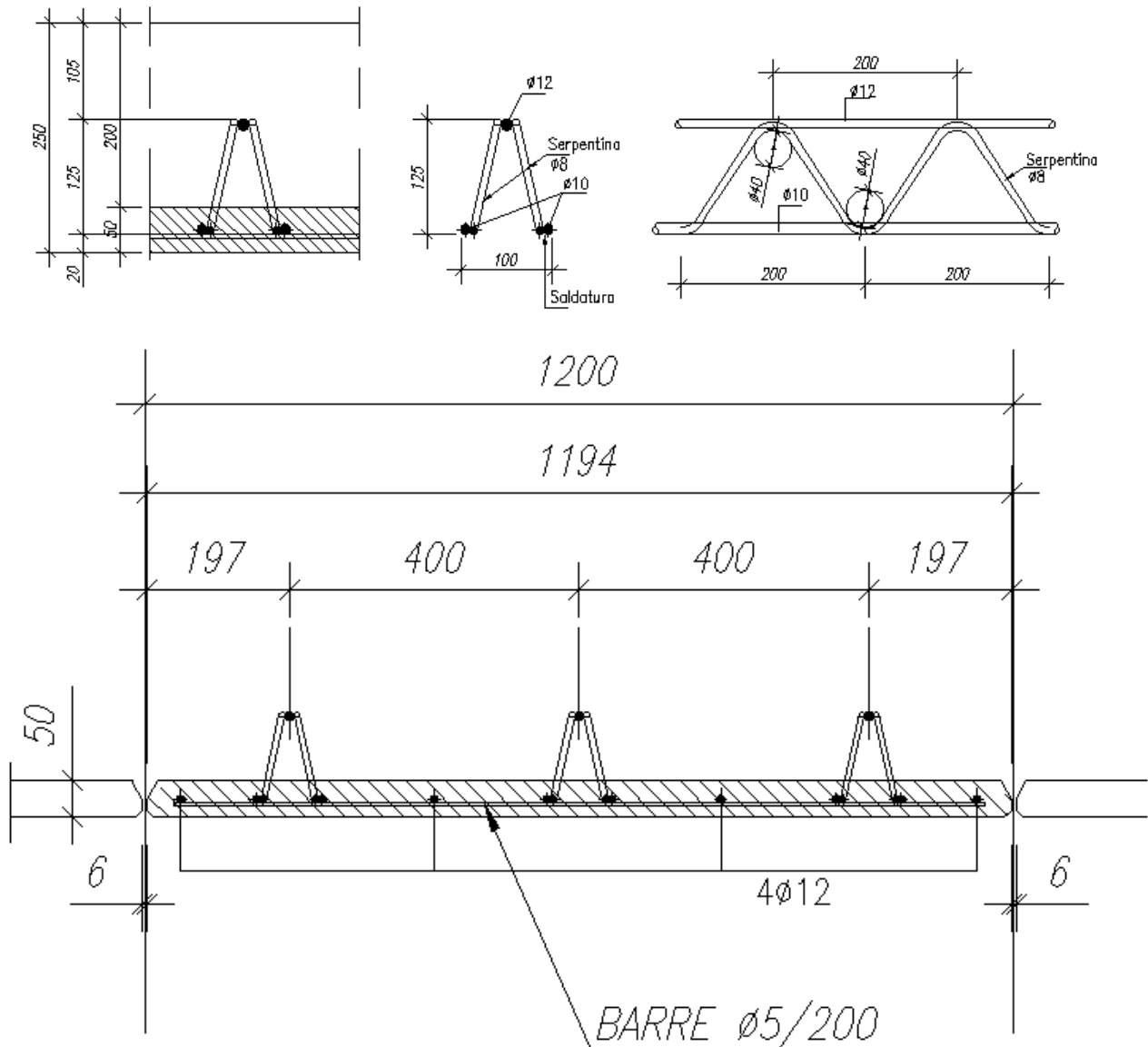


Figura 66: Sollecitazioni combinazione SLU

8.5.3.1 Verifica predalles fase 1a

Si riportano le caratteristiche geometriche delle predalles.

GEOMETRIA TRALICCIO TIPO SCALA 1:5



Sollecitazioni massime:

- $M_{Ed(-)} = -1.84 \text{ kNm}$;
- $M_{Ed(+)} = 1.85 \text{ kNm}$;
- $V_{Ed} = 10.05 \text{ kN}$;

Le sollecitazioni verranno ripartite su tre predalles:

PROGETTAZIONE ATI:

- $M_{Ed(-)} = -0.62$ kNm;
- $M_{Ed(+)} = 0.62$ kNm;
- $V_{Ed} = 3.35$ kN;

Sforzo normale di compressione:

$$N_{Ed} = M_{Ed}/h_{utile} = 0.62/0.123 = 5.04 \text{ kN}$$

Armatura disposta

Area ferri tesi	226.19 mm ²	1φ12
Area ferri compressi	78.54 mm ²	2φ10

Stabilità, correnti compressi

Diametro	0.0120 m	
$J = \pi \cdot D^4 / 64$	0.0000000010 m ⁴	
Area sezione	0.00011 m ²	
ρ	0.00300 m	Raggio d'inerzia
β	1.0000	Coefficiente di vincolo
L	0.2000 m	Lunghezza libera di inflessione
$Lo = b \cdot L$	0.2000 m	
$\lambda = Lo/\rho$	66.6667	Snellezza dell'elemento
Definito λ dalle tabelle DIN 4114 ricavo ω		1.57

Stabilità, correnti tesi

Diametro	0.0100 m	
$J = \pi \cdot D^4 / 64$	0.0000000005 m ⁴	
Area sezione	0.0001 m ²	
ρ	0.0025 m	Raggio d'inerzia
β	1.0000	Coefficiente di vincolo
L	0.2000 m	Lunghezza libera di inflessione
$Lo = b \cdot L$	0.2000 m	
$\lambda = Lo/\rho$	80.0000	Snellezza dell'elemento
Definito λ dalle tabelle DIN 4114 ricavo ω		1.32

PROGETTAZIONE ATI:

VIADOTTI E PONTI – PONTE VIABILITÀ SECONDARIA – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tensione di lavoro dei Correnti inferiori (tesi)

$s = N / A_{f,inf}$ 64.4 N/mm²

Tensione di lavoro dei Correnti Superiori (compressi)

$s = \omega * N / A_{f,sup}$ 35.1 N/mm²

Verifica a compressione delle aste diagonali di parete

Area	50.27 mm ²	[2φ8]
Inclinazione α (long)	56.00 °	
Inclinazione β (trasv)	13.00 °	
sin(α)	0.83	
cos(β)	0.97	
Sforzo di compressione sta	2073.6 N	
$s = \omega * Sforzo / A_{staffe}$	49.5 N/mm ²	
Diametro	0.0080 m	
$J = \pi * D^4 / 64$	0.0000000002 m ⁴	
Area sezione	0.0000502655 m ²	
ρ	0.0020 m	Raggio d'inerzia
β	0.9000	Coefficiente di vincolo
L	0.1225 m	Lunghezza libera di inflessione
Lo=b*L	0.1103 m	
λ=Lo/ρ	55.1250	Snellezza dell'elemento
Definito λ dalle tabelle DIN 4114 ricavo ω		1.20

Verifica		% lavoro	FS
Correnti compressi	OK	9.0	11.139
Correnti tesi	OK	16.5	6.072
Taglio	OK	12.7	7.905

Le verifiche risultano soddisfatte. Il coefficiente ω viene estrapolato dalla seguente tabella. (DIN4114)

Prospetto 7-IVa - Acciaio Fe 510, coefficienti ω

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0
10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	10
20	1.01	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	20
30	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	30
40	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.13	1.13	1.14	1.15	1.15	40
50	1.16	1.17	1.18	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	50
60	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.31	1.32	1.33	1.35	1.36	60
70	1.38	1.39	1.41	1.43	1.45	1.47	1.48	1.50	1.53	1.55	70
80	1.57	1.59	1.61	1.64	1.66	1.69	1.71	1.74	1.77	1.79	80
90	1.82	1.85	1.88	1.91	1.94	1.97	2.00	2.03	2.06	2.10	90
100	2.13	2.16	2.19	2.23	2.26	2.30	2.33	2.37	2.41	2.44	100
110	2.48	2.52	2.56	2.60	2.63	2.67	2.71	2.75	2.79	2.83	110
120	2.88	2.92	2.96	3.00	3.05	3.09	3.13	3.18	3.22	3.27	120
130	3.31	3.36	3.40	3.45	3.49	3.54	3.59	3.63	3.68	3.73	130
140	3.78	3.83	3.88	3.93	3.98	4.03	4.09	4.14	4.19	4.24	140
150	4.30	4.35	4.40	4.46	4.51	4.57	4.63	4.68	4.74	4.80	150
160	4.86	4.91	4.96	5.02	5.07	5.13	5.19	5.25	5.31	5.37	160
170	5.43	5.49	5.56	5.62	5.68	5.74	5.80	5.86	5.93	5.99	170
180	6.05	6.12	6.19	6.25	6.32	6.39	6.45	6.52	6.59	6.66	180
190	6.72	6.78	6.85	6.92	7.00	7.07	7.14	7.21	7.28	7.36	190
200	7.43	7.50	7.57	7.65	7.72	7.79	7.87	7.95	8.03	8.10	200
210	8.15	8.26	8.33	8.41	8.48	8.56	8.64	8.72	8.79	8.87	210
220	8.95	9.02	9.10	9.18	9.26	9.33	9.42	9.49	9.57	9.65	220
230	9.73	9.81	9.90	9.99	10.08	10.17	10.25	10.33	10.42	10.50	230
240	10.60	10.67	10.76	10.85	10.94	11.03	11.11	11.21	11.30	11.40	240
250	11.49										250

8.6 VERIFICA SOLETTA

Per la verifica si utilizza il modello di calcolo, in modo da cogliere anche gli effetti globali delle deformazioni. Vengono eseguite le seguenti modifiche:

- Alle travi viene assegnata loro la sezione solo della trave prefabbricata;
- La soletta viene collegata agli elementi frame tramite rigid link nelle zone di contatto dove verranno inserite le armature di ripresa. Si mostra un particolare nell'immagine seguente.

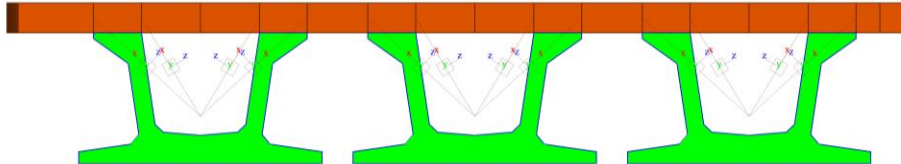
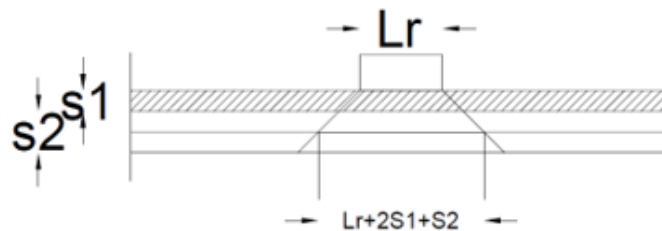


Figura 67: Sezione trasversale impalcato

Per la valutazione del carico variabile da traffico agente sulla soletta, sono stati applicati lo Schema di carico 1 e lo Schema di carico 2 descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC18. Le impronte di carico così determinate sono state diffuse verticalmente fino a metà spessore della soletta con angolo di diffusione pari a 45°.



Dove:

- Lr: larghezza ruota;
- S1: spessore pavimentazione = 11 cm;
- S2: spessore soletta = 25 cm;

Per lo schema di carico 1:

$$D_{sol1} = Lr + 2 * s1 + 2 * s2 / 2 = 40 + 2*11 + 2*25/2 = 87 \text{ cm.}$$

Per lo schema di carico 2:

$$D_{sol2} = Lr + 2 * s1 + 2 * s2 / 2 = 35 + 2*11 + 2*25/2 = 82 \text{ cm.}$$

$$D_{sol2} = Lr + 2 * s1 + 2 * s2 / 2 = 60 + 2*11 + 2*25/2 = 107 \text{ cm.}$$

Si riportano i carichi distribuiti per i due schemi di calcolo.

Schema di Carico 1:

- Corsia 1:
 $q=150/0.87^2=198.8 \text{ kN/m}^2$;
- Corsia 2:
 $q=100/0.87^2=132.1 \text{ kN/m}^2$;
- Corsia 3:
 $q= 50/0.87^2=66.1 \text{ kN/m}^2$;

Schema di Carico 2:

$$q=200/(0.82*1.07)=227.9 \text{ kN/m}^2$$

PROGETTAZIONE ATI:

La disposizione dei carichi mobili che massimizza le sollecitazioni è quella eccentrica sulla trave n. 1, utilizzando lo schema di carico 1.

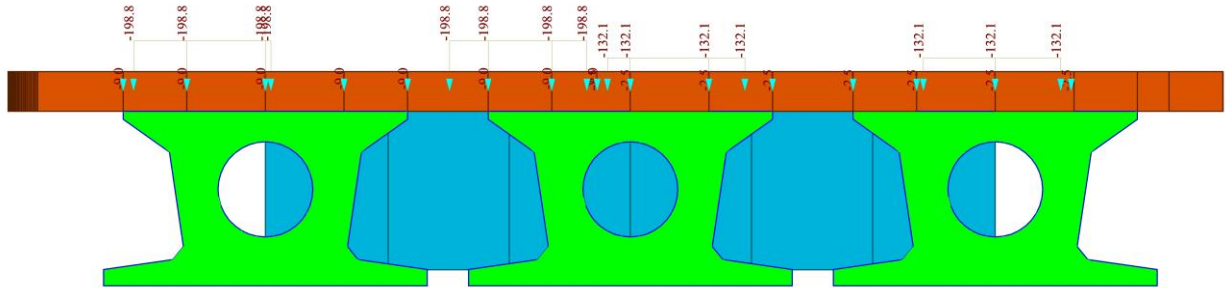


Figura 68: Sezione trasversale con carichi mobili

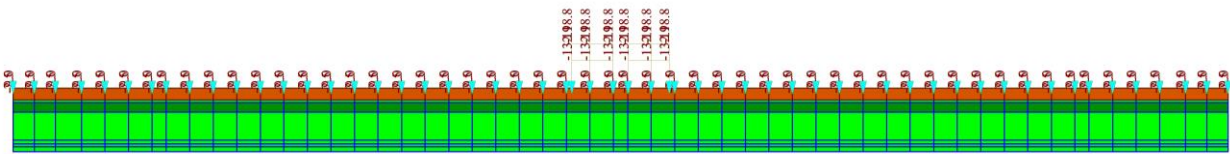


Figura 69: Profilo longitudinale con carichi mobili per massimizzare il momento positivo



Figura 70: Profilo longitudinale con carichi mobili per massimizzare il taglio

Si riportano le sollecitazioni caratteristiche dovute ai carichi mobili.

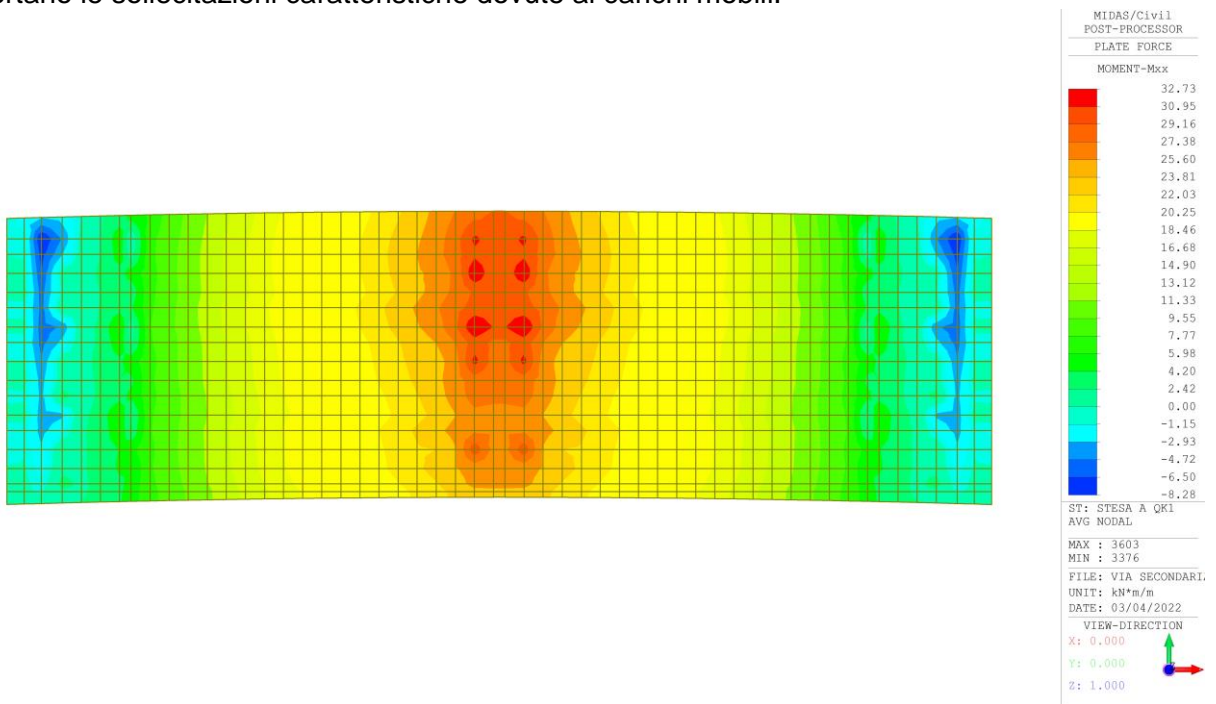


Figura 71: Momento flettente longitudinale

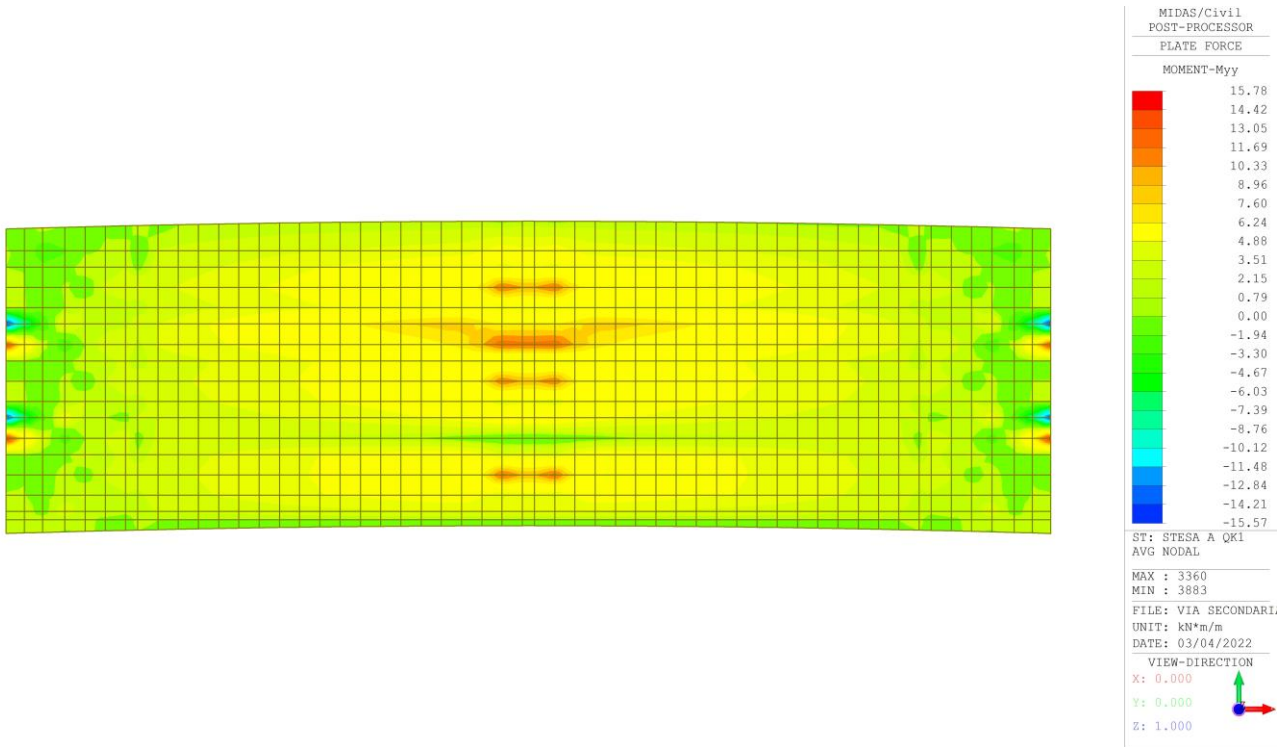


Figura 72: Momento flettente trasversale

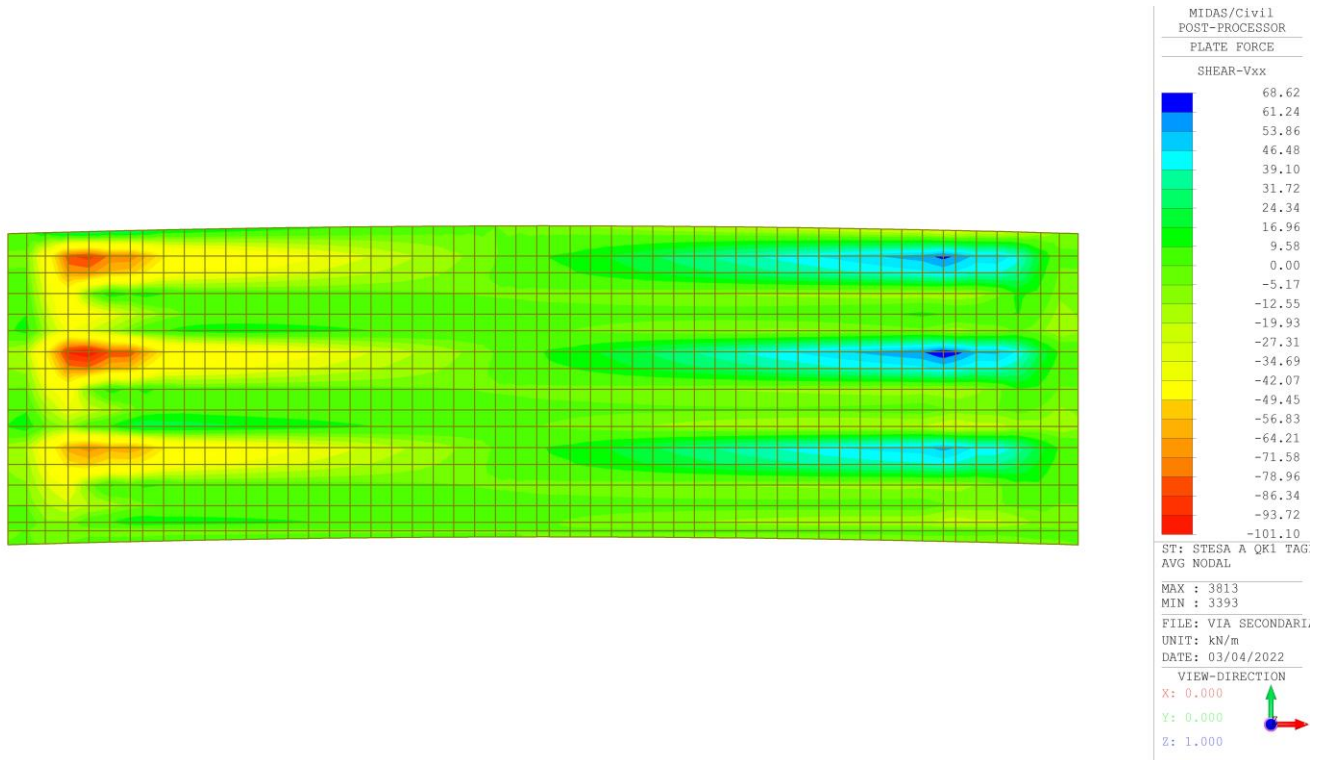


Figura 73: Taglio in direzione longitudinale

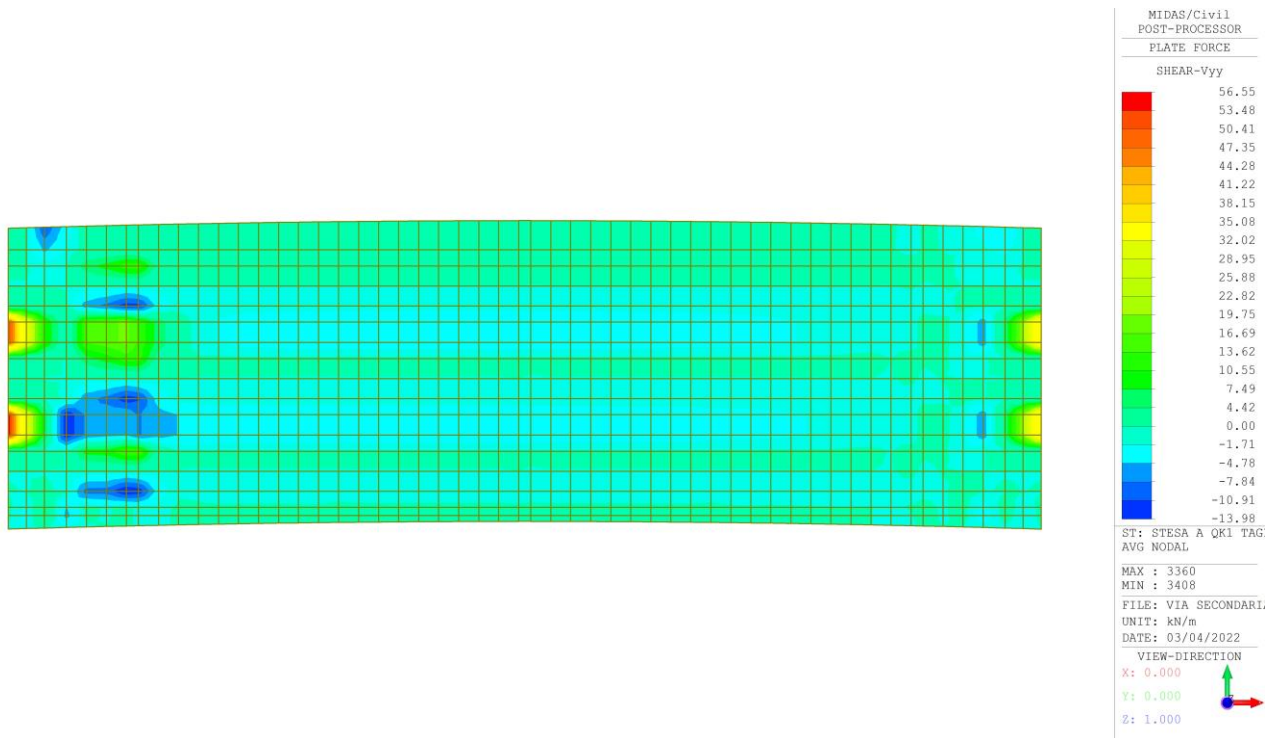


Figura 74: Taglio in direzione trasversale

Per la verifica si utilizza la seguente combinazione:

$$\text{SLU: } G1*1.3+G2*1.5+q1*1.35+.1.5*0.6*q5$$

Per il calcolo della sollecitazione in direzione trasversale, si esegue un "Cutting" su una striscia di 1.39 m:

- Momento positivo: 34.9kNm;
- Taglio: 47.3 kN.

Per il dimensionamento della soletta a momento negativo è stato considerato il momento maggiore tra dovuto all'urto: il momento negativo è calcolato considerando uno schema a mensola incastrata alla base, di luce pari alla distanza tra l'asse della trave più esterna e il bordo esterno del cordolo.

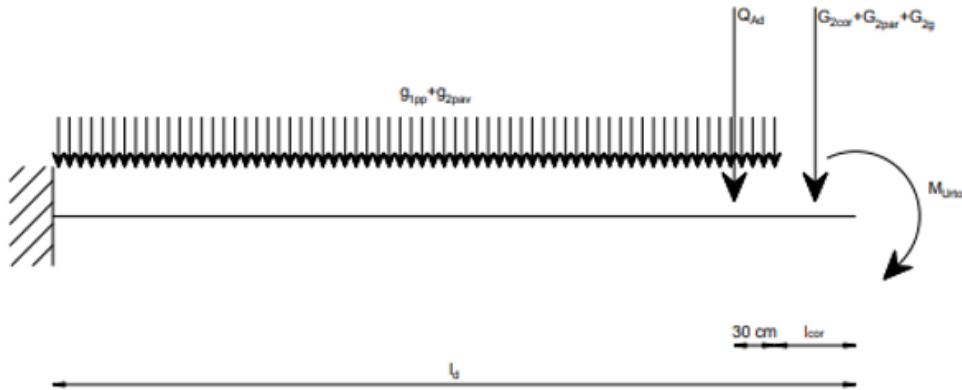


Figura 75: Schematizzazione schema di calcolo

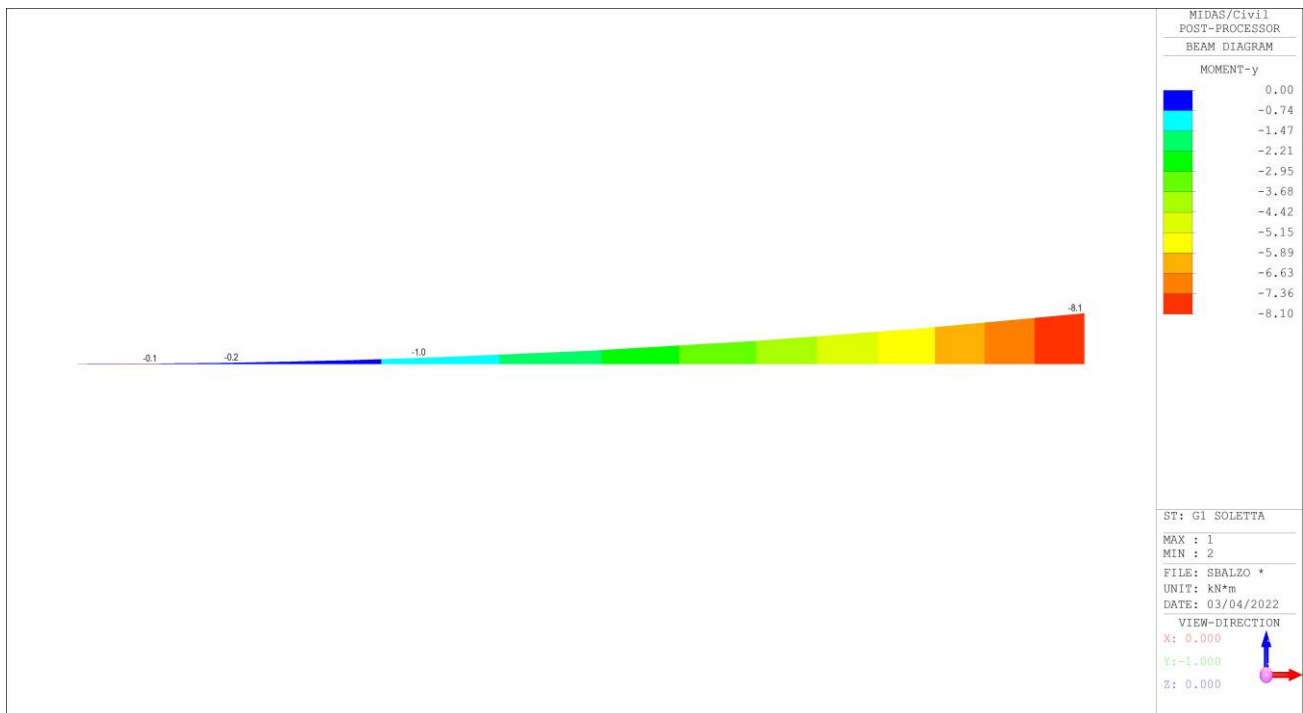
I carichi permanenti sono i seguenti:

- $G1_{,soletta}$: $0.25 \cdot 25 = 6.25$ kN/m;
- $G2_{,massetto}$: $0.31 \cdot 25 = 7.75$ kN/m;
- $G2_{,pavimentazione}$: $0.10 \cdot 22 = 2.2$ kN/m;
- $G2_{,barriere}$: 1.5 kN/m;
- $G2_{,cordolo+veletta}$: 10.4 kN/m;

A favore di sicurezza si considerano i pesi dei massetti e dei cordoli riferendosi alle sezioni lungo gli appoggi.

Per la forza dell'urto si utilizza una forza orizzontale di 100 kN, amplificata di un fattore 1.5 e associata ad un carico verticale di 200 kN posto a 30 cm dal bordo del cordolo.

La mensola considerata ha lunghezza pari a 1,61 m. Si riportano le sollecitazioni caratteristiche.



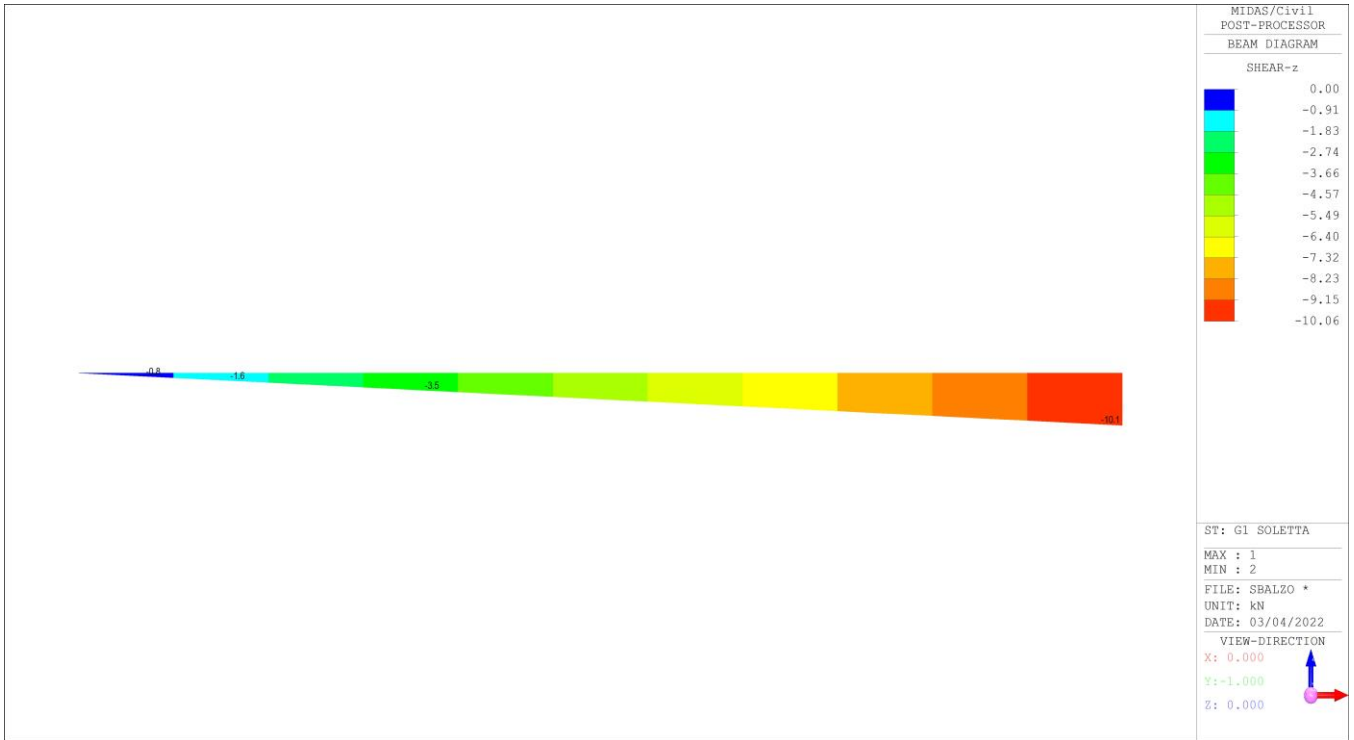
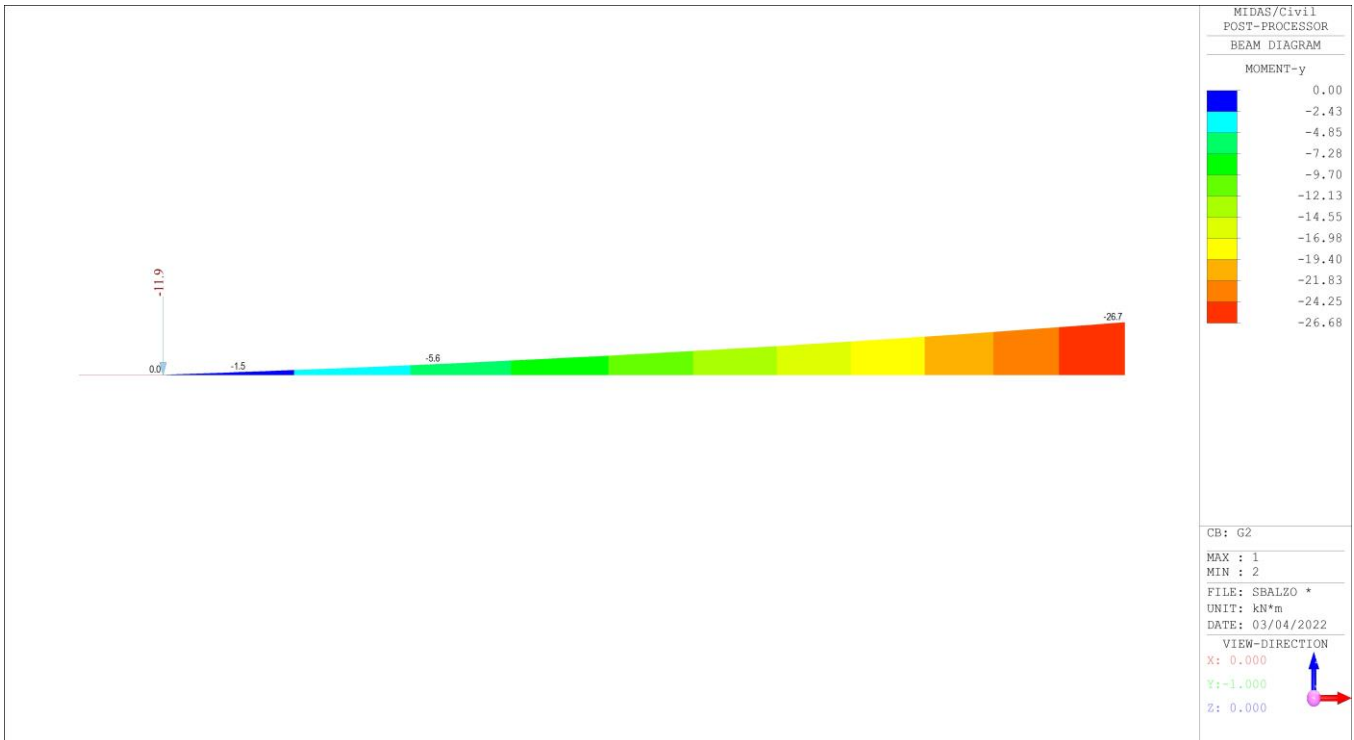


Figura 76: Sollecitazioni G1



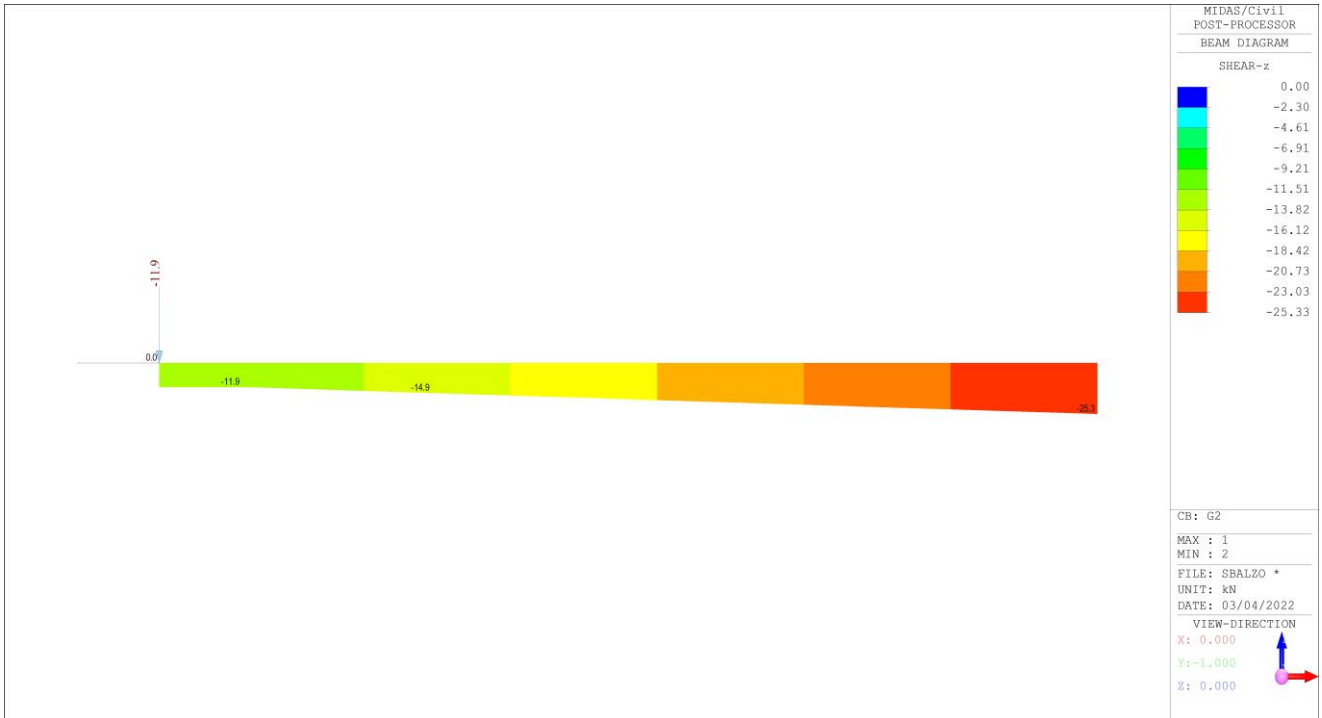
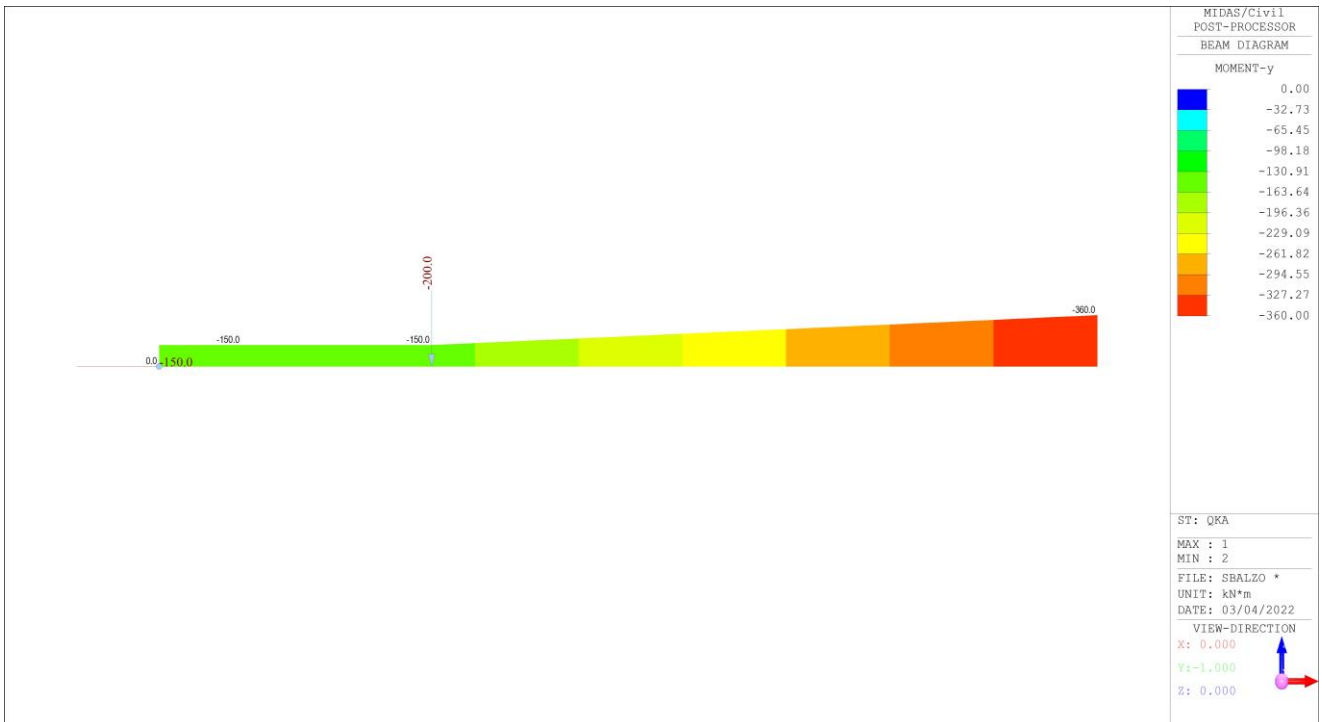


Figura 77: Sollecitazioni G2



PROGETTAZIONE ATI:

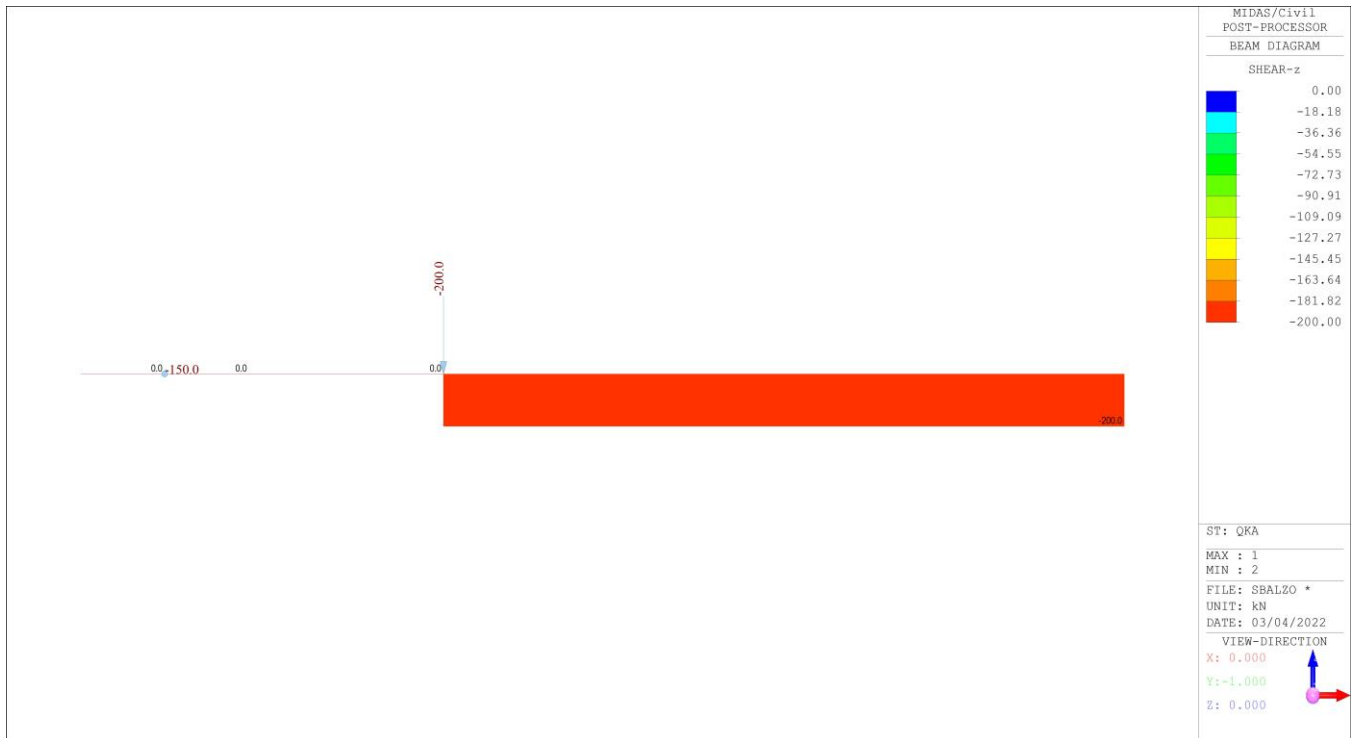


Figura 78: Sollecitazioni urto

Per il calcolo della larghezza di diffusione si utilizza quando indicato in Model Code 2010, utilizzando un angolo di α 45°.

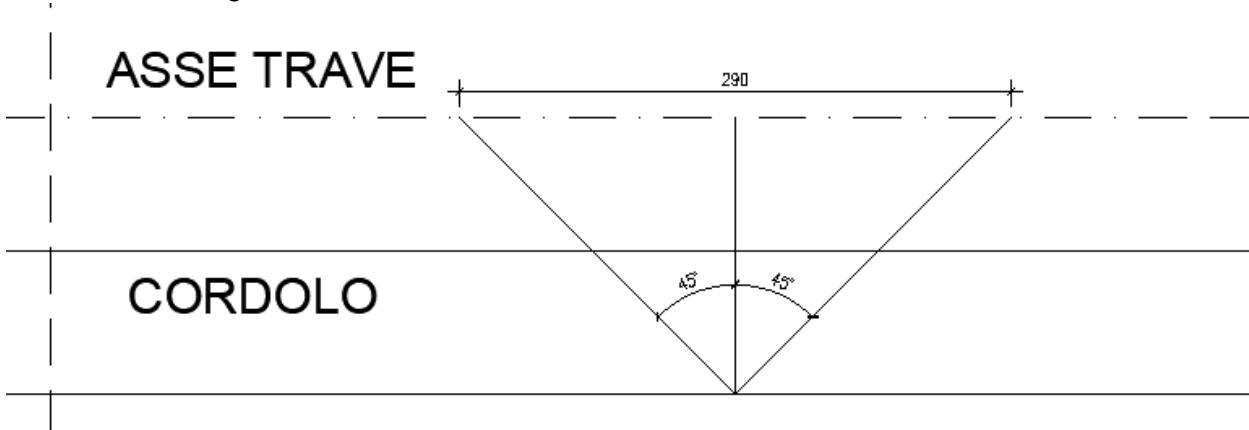


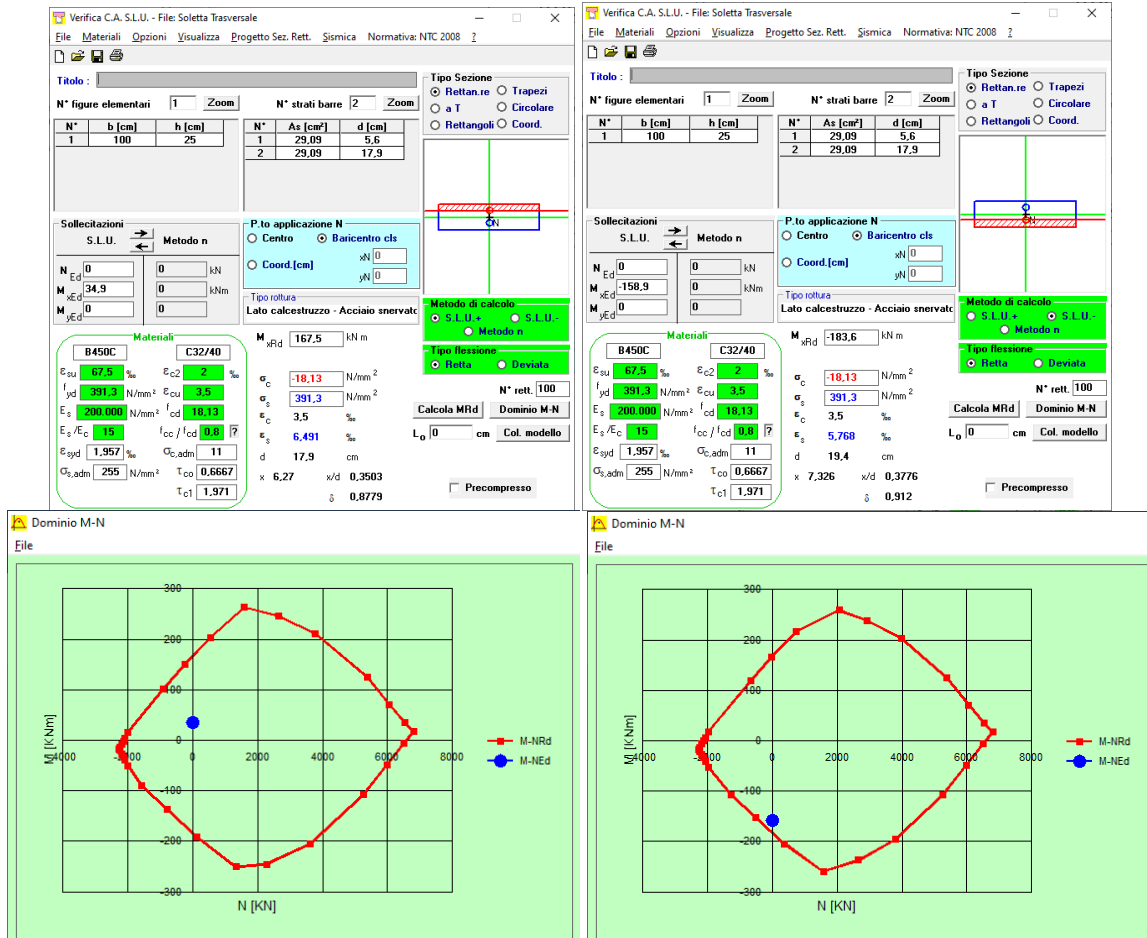
Figura 79: Calcolo larghezza bw

La sollecitazione di verifica viene quindi così calcolata: $G_1+G_2+A_d/b_w$.

- Per il momento flettente si ha = $-(8.1+26.68)+(-360/290)=-158.9$ kNm/m;
- Per il taglio si ha = $10.06+25.33+200/2.90=104.4$ kN/m;

Il massimo momento negativo risulta pari a -158.9 kNm.

Le armature a flessione considerate sono $\phi 22/15$ e $1\phi 20/40$ al lembo superiore e inferiore.



Le verifiche risultano soddisfatte

- (+) $M_{Rd}/M_{Ed} = 4.80$;
- (-) $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.16$;

Si procede con il calcolo del taglio resistente

$f_{ck} =$	32 Mpa	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cd} =$	18.13 Mpa	
$H =$	250 mm	
$b_w =$	1000 mm	
$d =$	179 mm	
$A_C = b_w H =$	250,000 mmq	
$k =$	2.000	
$v_{min} =$	0.560	
$A_{s1} =$	29.09	cmq/tesi
$\rho_{s1} =$	0.0163	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.000 Mpa	
$[0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}]b_w d =$	100,240 N =	100.24 kN
$(v_{min} + 0,15\sigma_{cp})b_w d =$	100,240 N =	100.24 kN
$V_{Rd} =$ (eq. 6.2.a - E.C.2)	160,353 N =	160.35 kN

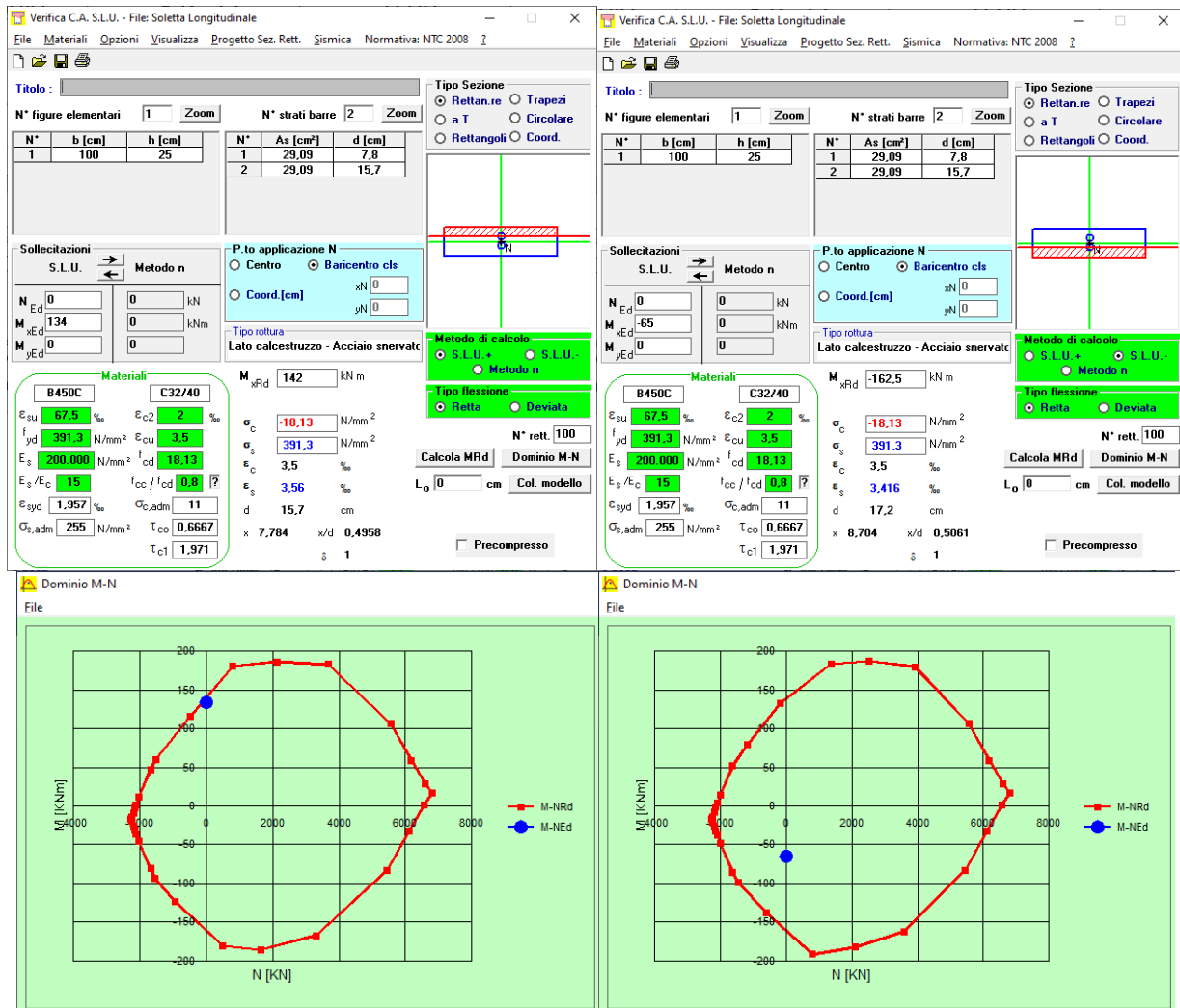
Si riportano le sollecitazioni in direzione longitudinale. La condizione che massimizza il momento positivo in campata è quella relativa alla stesa dei carichi mobili eccentrici sulla trave n. 1. Per la verifica si utilizza la seguente combinazione:

$$\text{SLU: } G1*1.3+G2*1.5+q1*1.35+.15*0.6*q5$$

Per il calcolo della sollecitazione si esegue un "Cutting" su una striscia di 1.39 m:

- Momento positivo: 134 kNm;
- Momento negativo: -65 kNm;

Le armature a flessione considerate sono $\phi 22/15$ e $1\phi 20/40$ al lembo superiore e inferiore.



Le verifiche risultano soddisfatte

- (+) $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.06$;
- (-) $M_{Rd}/M_{Ed} = 2.50$;

8.7 VERIFICHE SLE SOLETTA

8.7.1 STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Le tensioni massime secondo §4.1.2.2.5 delle NTC18 sono:

Resistenza a compressione (caratteristica): $\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = 19.20 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a compressione (quasi permanente): $\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = 14.40 \text{ N/mm}^2$

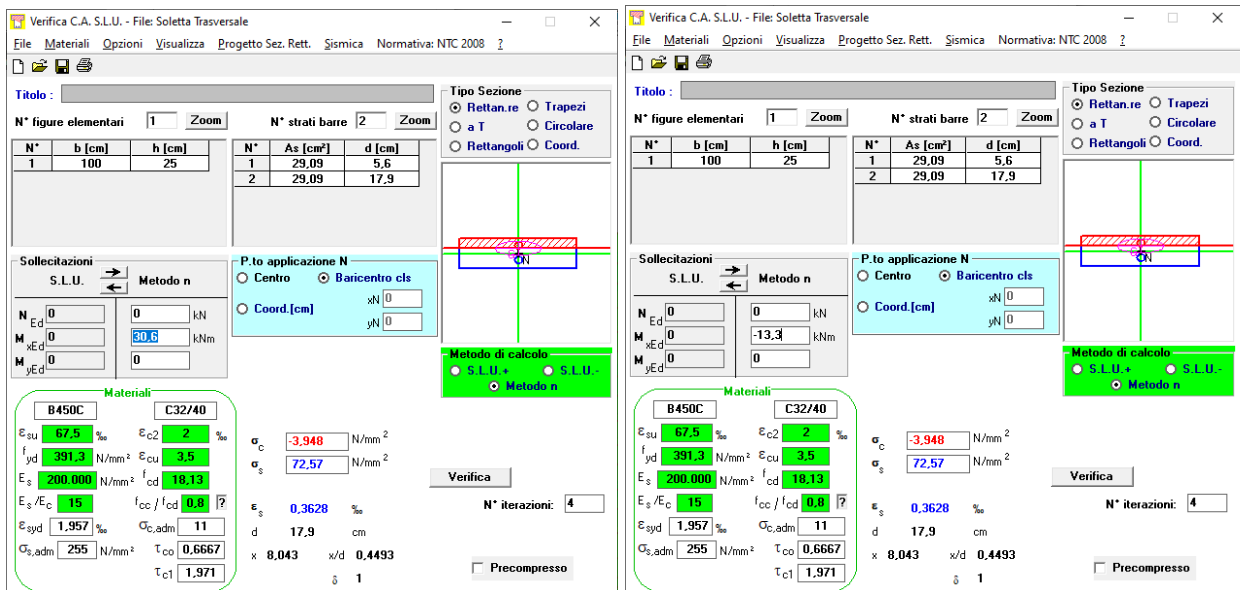
Si riportano le verifiche tensionali.

Acciaio sfruttato all'80% (rara): $\sigma_{sd} = 0.80 \times (450 \text{ N/mm}^2) = 360 \text{ N/mm}^2$

Le combinazioni utilizzate sono le stesse indicate nel capitolo precedente, avendo modificato i coefficienti di combinazione. Si riportano i valori per le combinazioni caratteristiche.

Direzione trasversale

Posizione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Mezzeria	30.6	3.95	19.20
Mezzeria	-13.3	3.95	19.20



Le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite di norma:

Posizione	M _{ED} [kNm]	σ _s [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Mezzeria	30.6	72.57	360
Mezzeria	-13.3	72.57	360

Direzione longitudinale

Posizione	M_{ED} [kNm]	σ_c [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	113	14.81	19.20
Appoggio	-52.3	6.03	19.20

Le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite di norma:

Posizione	M_{ED} [kNm]	σ_s [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	53.2	203.8	360
Appoggio	-51.9	82.89	360

Si riportano i valori per le combinazioni quasi permanenti.

Direzione trasversale

Posizione	M_{ED} [kNm]	σ_c [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	10.45	1.35	14.40
Mezzeria	-0.08	0.00	14.40

VIADOTTI E PONTI – PONTE VIABILITÀ SECONDARIA – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Direzione longitudinale

Pos. traverso:	M_{ED} [kNm]	σ_c [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	52.62	9.85	14.40
Appoggio	-52.33	8.60	14.40

PROGETTAZIONE ATI:

8.7.2 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Nel caso in esame avendo una classe di esposizione XC4 il gruppo di Esigenza è il B

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4 , XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Data la presenza di armature lente l'apertura delle fessure è limitata a $w_2=0.3$ mm per le combinazioni frequente e $w_1 = 0.2$ mm per le combinazioni quasi permanente.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

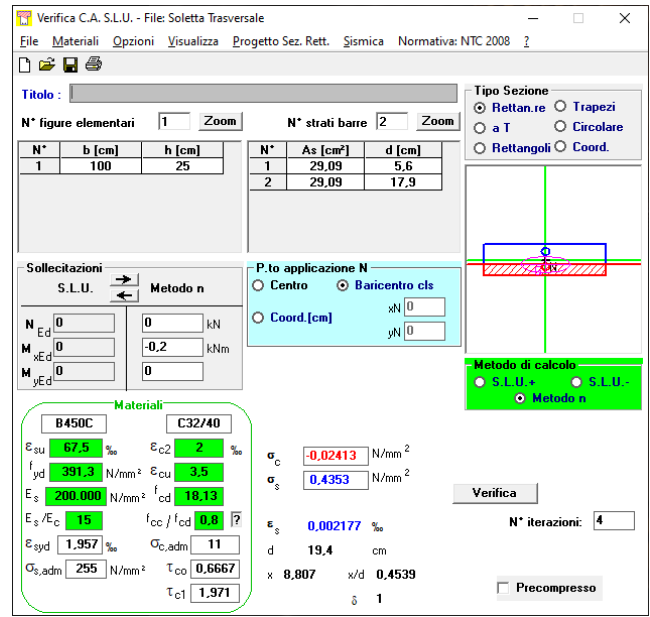
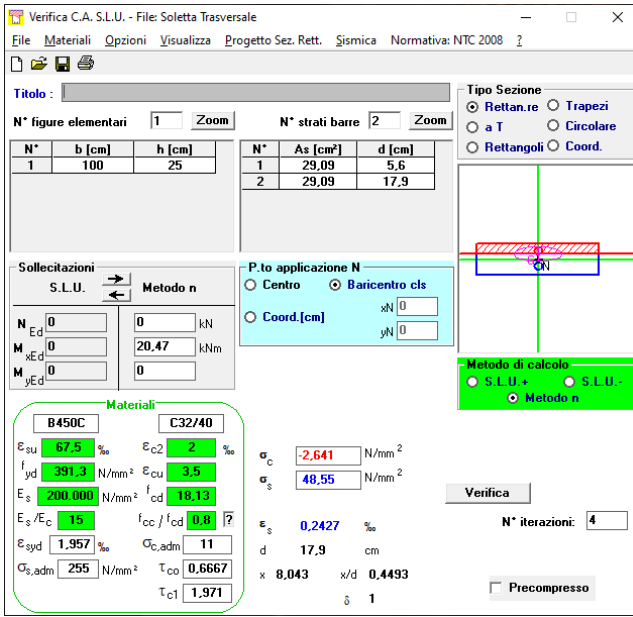
w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Si riportano le sollecitazioni per le combinazioni di tipo frequente

Direzione trasversale

Pos. trasverso:	Combinazione	M_{ED} [kNm]
Mezzeria	SLE(F)_01_SOL	20.47
Mezzeria	SLE(F)_02_SOL	0.2

VIADOTTI E PONTI – PONTE VIABILITÀ SECONDARIA – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 250 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 179 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 56 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st} = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	phi _{st} = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st} = 1901 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{is} = 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	phi _{is} = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{is} = 628 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	sigma _{st} = 48.55 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 80.43 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	alpha _{cr} = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _{st} = 2529 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce,eff.1} = 177500 [mm ²]
	A _{ce,eff.2} = 56523 [mm ²]
	A _{ce,eff.3} = 125000 [mm ²]
	A _{ce,eff.min} = 56523 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	rho _{s,eff} = 0.04474 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k ₁ = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[epsilon _{sm} -epsilon _{sm}] _{min} = 0.000146 [-]
	[epsilon _{sm} -epsilon _{sm}] _{caric} = 0.000071 [-]
	[epsilon _{sm} -epsilon _{sm}] = 0.000146 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	phi _{eq} = 21.47 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 278.6667 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-]
	k ₂ = 0.500 [-]
	k ₃ = 3.400 [-]
	k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{f,max.1} = 235 [mm]
	s _{f,max.2} = 220 [mm]
	s _{f,max} = 235 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.03 [mm]

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 250 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 179 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 56 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st} = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	phi _{st} = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st} = 1901 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{is} = 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	phi _{is} = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{is} = 628 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	sigma _{st} = 0.43 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 88.07 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	alpha _{cr} = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _{st} = 2529 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce,eff.1} = 177500 [mm ²]
	A _{ce,eff.2} = 53977 [mm ²]
	A _{ce,eff.3} = 125000 [mm ²]
	A _{ce,eff.min} = 53977 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	rho _{s,eff} = 0.04685 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k ₁ = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[epsilon _{sm} -epsilon _{sm}] _{min} = 0.000001 [-]
	[epsilon _{sm} -epsilon _{sm}] _{caric} = -0.000163 [-]
	[epsilon _{sm} -epsilon _{sm}] = 0.000001 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	phi _{eq} = 21.47 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 278.6667 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-]
	k ₂ = 0.500 [-]
	k ₃ = 3.400 [-]
	k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{f,max.1} = 231 [mm]
	s _{f,max.2} = 211 [mm]
	s _{f,max} = 231 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.00 [mm]

Direzione longitudinale

Posizione	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Mezzeria	SLE(F)_01_SOL	80.96
Appoggio	SLE(F)_02_SOL	-38.17

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione

h	250	[mm]
b	1000	[mm]
d	157	[mm]
d'	78	[mm]
C	45	[mm]

Armatura tesa ordinaria

n ₁	6	[-]
phi ₁	22	[mm]
A _{s1.1}	2281	[mm ²]

Armatura tesa di infittimento

n ₂	2	[-]
phi ₂	20	[mm]
A _{s1.2}	628	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

f _{yk}	32	[MPa]
f _{ctm}	3.0	[MPa]
E _{cm}	33346	[MPa]
f _{yk}	450	[MPa]
E _s	200000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

sigma _s	216.5	[MPa]
X	80.43	[mm]

Asse neutro della sezione: Lunga

alpha_s	6.00	[-]
A _s	2909	[mm ²]
A _{c,eff.1}	232500	[mm ²]
A _{c,eff.2}	56523	[mm ²]
A _{c,eff.3}	125000	[mm ²]
A _{c,eff.min}	56523	[mm ²]

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione

h	250	[mm]
b	1000	[mm]
d	157	[mm]
d'	78	[mm]
C	45	[mm]

Armatura tesa ordinaria

n ₁	6	[-]
phi ₁	22	[mm]
A _{s1.1}	2281	[mm ²]

Armatura tesa di infittimento

n ₂	2	[-]
phi ₂	20	[mm]
A _{s1.2}	628	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

f _{yk}	32	[MPa]
f _{ctm}	3.0	[MPa]
E _{cm}	33346	[MPa]
f _{yk}	450	[MPa]
E _s	200000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

sigma _s	89.64	[MPa]
X	88.07	[mm]

Asse neutro della sezione: Lunga

alpha_s	6.00	[-]
A _s	2909	[mm ²]
A _{c,eff.1}	232500	[mm ²]
A _{c,eff.2}	53977	[mm ²]
A _{c,eff.3}	125000	[mm ²]
A _{c,eff.min}	53977	[mm ²]

PROGETTAZIONE ATI:

Direzione longitudinale

Pos. trasverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Mezzeria	SLE(QP)_01_SOL	52.62
Appoggi	SLE(QP)_02_SOL	-52.33

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3		STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione Altezza della sezione h = 250 [mm] Larghezza della sezione b = 1000 [mm] Altezza utile della sezione d = 157 [mm] Distanza tra asse armatura e lembo compresso d' = 78 [mm] Ricoprimento dell'armatura c = 45 [mm]		Geometria della sezione Altezza della sezione h = 250 [mm] Larghezza della sezione b = 1000 [mm] Altezza utile della sezione d = 157 [mm] Distanza tra asse armatura e lembo compresso d' = 78 [mm] Ricoprimento dell'armatura c = 45 [mm]	
Armatura tesa ordinaria Numero di ferri tesi presenti nella sezione n _{s1} = 6 [-] Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione φ _{s1} = 22 [mm] Area dei ferri tesi presenti nella sezione A _{st,1} = 2281 [mm ²]		Armatura tesa ordinaria Numero di ferri tesi presenti nella sezione n _{s1} = 6 [-] Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione φ _{s1} = 22 [mm] Area dei ferri tesi presenti nella sezione A _{st,1} = 2281 [mm ²]	
Armatura tesa di infittimento Numero di ferri tesi presenti nella sezione n _{s2} = 2 [-] Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione φ _{s2} = 20 [mm] Area dei ferri tesi presenti nella sezione A _{st,2} = 628 [mm ²]		Armatura tesa di infittimento Numero di ferri tesi presenti nella sezione n _{s2} = 2 [-] Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione φ _{s2} = 20 [mm] Area dei ferri tesi presenti nella sezione A _{st,2} = 628 [mm ²]	
Caratteristiche dei materiali Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo f _{ck} = 32 [MPa] Resistenza a trazione media del calcestruzzo f _{ctm} = 3.0 [MPa] Modulo di elasticità del calcestruzzo E _{cm} = 33346 [MPa] Resistenza a snervamento dell'acciaio f _{yk} = 450 [MPa] Modulo di elasticità dell'acciaio E _s = 200000 [MPa]		Caratteristiche dei materiali Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo f _{ck} = 32 [MPa] Resistenza a trazione media del calcestruzzo f _{ctm} = 3.0 [MPa] Modulo di elasticità del calcestruzzo E _{cm} = 33346 [MPa] Resistenza a snervamento dell'acciaio f _{yk} = 450 [MPa] Modulo di elasticità dell'acciaio E _s = 200000 [MPa]	
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata σ _s = 140.7 [MPa] Asse neutro della sezione X = 80.43 [mm]		DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata σ _s = 122.9 [MPa] Asse neutro della sezione X = 88.07 [mm]	
Tipo e durata dei carichi applicati Lunga Coefficiente di omogeneizzazione α _c = 6.00 [-] Area totale delle armature presenti nella zona tesa A _s = 2909 [mm ²] Area efficace tesa di calcestruzzo A _{c,eff,1} = 232500 [mm ²] A _{c,eff,2} = 56523 [mm ²] A _{c,eff,3} = 125000 [mm ²] A _{c,eff,min} = 56523 [mm ²]		Tipo e durata dei carichi applicati Lunga Coefficiente di omogeneizzazione α _c = 6.00 [-] Area totale delle armature presenti nella zona tesa A _s = 2909 [mm ²] Area efficace tesa di calcestruzzo A _{c,eff,1} = 232500 [mm ²] A _{c,eff,2} = 53977 [mm ²] A _{c,eff,3} = 125000 [mm ²] A _{c,eff,min} = 53977 [mm ²]	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso D _{s,eff} = 0.05147 [-] Resistenza efficace media del calcestruzzo f _{ct,eff} = 3.0 [MPa] Fattore di durata del carico k _f = 0.4 [-]		Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso D _{s,eff} = 0.05390 [-] Resistenza efficace media del calcestruzzo f _{ct,eff} = 3.0 [MPa] Fattore di durata del carico k _f = 0.4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls [ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000422 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc} = 0.000550 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] = 0.000550 [-]		Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls [ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000369 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc} = 0.000466 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] = 0.000466 [-]	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) s = 290 [mm] Diametro equivalente delle barre φ _{eq} = 21.53 [mm] Spaziatura massima di riferimento s _{max,ref} = 278.8372 [mm] Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]		Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) s = 200 [mm] Diametro equivalente delle barre φ _{eq} = 21.53 [mm] Spaziatura massima di riferimento s _{max,ref} = 278.8372 [mm] Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]	
Distanza massima tra le fessure s _{r,max,1} = 224 [mm] s _{r,max,2} = 220 [mm] s _{r,max} = 224 [mm]		Distanza massima tra le fessure s _{r,max,1} = 221 [mm] s _{r,max,2} = 211 [mm] s _{r,max} = 224 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente w _{l,lim} = 0.20 [mm] Ampiezza delle fessure (di calcolo) w _k = 0.12 [mm]		Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente w _{l,lim} = 0.20 [mm] Ampiezza delle fessure (di calcolo) w _k = 0.10 [mm]	

PROGETTAZIONE ATI:

8.8 VERIFICA DEL CORDOLO

La verifica viene effettuata ai sensi del § 3.6.3.3.2 delle NTC applicando un carico puntuale orizzontale di 100 kN applicato ad 1 m dalla base. Si ottiene dunque una sollecitazione di taglio pari a 100 kN ed un momento torcente pari a 100 kNm.

Si riportano le sezioni dei cordoli.

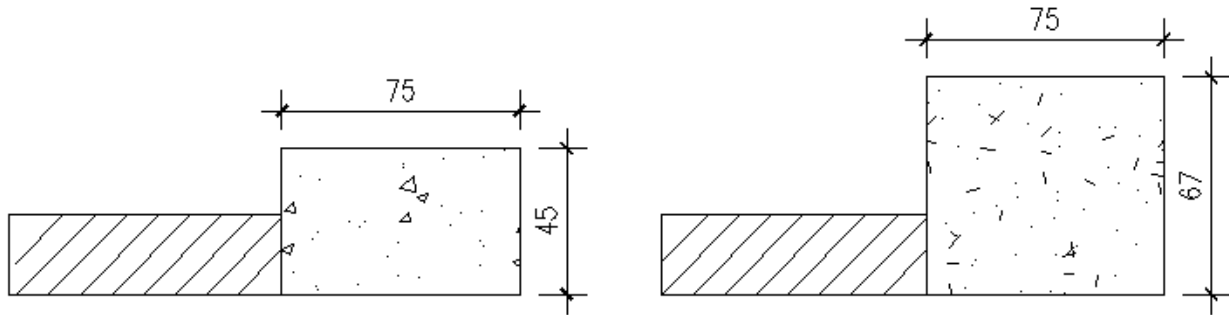


Figura 80: Sezioni verifica cordoli

Le verifiche vengono svolte considerando sezioni di larghezza unitaria.

Le sezioni vengono armate con staffe $\phi 16/15$ a due bracci e armatura corrente $\phi 16$, disposte 4 al lembo superiore, 4 al lembo inferiore e 1+1 nelle pareti verticali.

Si riportano le verifiche a taglio.

$f_{ck} =$	32 Mpa	
$\gamma_c =$	1.5	
$f_{cd} =$	18.13 Mpa	
$b_w =$	1000 mm	
$d =$	697 mm	
$k =$	1.536	
$v_{min} =$	0.377	
$A_{sl} =$	15.27	cmq/tesi
$\rho_{sl} =$	0.0022	
N_{Ed}	0 kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.000 Mpa	
$[0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}]b_wd =$	262,617 N =	262.62 kN
$(v_{min} + 0,15\sigma_{cp})b_wd =$	262,617 N =	262.62 kN
$V_{Rd} =$ (eq. 6.2.a - E.C.2)	245,818 N =	245.82 kN

$V_{Ed}=100$ kN. $V_{Rd}=245$ kN. FS= 2.45. La verifica è soddisfatta.

Si riportano le verifiche a torsione.

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]				
Dati				
Area racchiusa da linea media	A	188525.3906	[mm ²]	
spessore	t	140.63	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'cd	9.07	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	T _{Rcd}	240.4	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]				
Area racchiusa da linea media	A	188525.3906	[mm ²]	
Area staffe	A _s	402.1	[mm ²]	
Passo staffe	s	100	[mm]	
Resistenza Staffe	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	T _{Rsd}	593.3	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]				
Area racchiusa da linea media	A	188525.3906	[mm ²]	
Area armatura longitudinale	A _l	2010.6	[mm ²]	
Perimetro medio	U _m	1837.50	[mm]	
Resistenza Armatura longitudinale	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	T _{Rsd}	161.4	[kNm]	

Il momento torcente risulta T_{Rd}=161.4 kNm.

La verifica è soddisfatta: T_{Rd}/T_{Ed}=1.61>1

Si riporta la verifica taglio-torsione, la quale risulta soddisfatta.

V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤ 1
100	100	0.82

Si esegue ora la verifica a scorrimento considerando che il getto di completamente viene eseguito in un secondo momento rispetto al getto della soletta. Si considera uno schema di trave semplicemente appoggiata con luce di calcolo 24 m. I carichi sono i seguenti:

- $G1_{,soletta}$: $0.75 \cdot 25 = 18.75$ kN/m;
- $G2_{,cordolo+veletta}$: 10.4 kN/m;
- $G2_{,cordolo+veletta}$: 6.26 kN/m;
- $G2_{,barriere}$: 1.5 kN/m;

La combinazione utilizzata per la verifica è la seguente: $1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2$

Si ha un momento di 2778.2 kNm. Il taglio agente all'interfaccia viene calcolato come rapporto tra il momento e il braccio $z = 0.9 \cdot d$, con d che rappresenta il baricentro delle armature tese:

- Cordolo: $2778.2 / 0.9 \cdot 0.37 = 8342.9$ kN.

Il taglio calcolato si considera agente su metà luce di calcolo.

Per il calcolo del taglio resistente si utilizzano le formule (6.18) e (6.19) riportate in UNI EN 1994-1-1:2004. Il valore resistente sarà il minore dei due.

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (6.18)$$

or:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (6.19)$$

whichever is smaller, with:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc} / d > 4 \quad (6.21)$$

where:

- γ_v is the partial factor;
- d is the diameter of the shank of the stud, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;
- f_u is the specified ultimate tensile strength of the material of the stud but not greater than 500 N/mm^2 ;

Si riportano i dati per il calcolo delle resistenze:

h	390	[mm]	Altezza ferro
d	16	[mm]	Diametro ferro
f_u	500	[N/mm ²]	Resistenza ultima a trazione ferro (max 500N/mm ²)
f_{ck}	32	[N/mm ²]	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
E_{cm}	36283	[N/mm ²]	Valore medio del modulo secante
γ_v	1.25	[-]	Coefficiente parziale di sicurezza
α	1	[-]	Coefficiente funzione del rapporto h/d
P_{Rd}	64.0	[kN]	Eq. (6.18) Resistenza a taglio armatura
P_{Rd}	64.3	[kN]	Eq. (6.19) Resistenza a schiacciamento cls

$P_{Rd} = 64$ kN. Sono necessari quindi 131 ferri per un tratto pari 12 m. Disponendo staffe $\phi 16/15$ si ha un totale di 160 ferri, la verifica è dunque soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

8.9 VERIFICA RITEGNO SISMICO

Per il dimensionamento del ritegno sismico si riporta la massima somma delle reazioni orizzontali su singola spalla.

Posizione	Combinazione	V_{Ed} [kNm]
Spalla A	SLV_5	1113
Spalla B	SLV_5	1113

Il ritegno sismico si verifica con un modello tirante puntone considerandolo come una mensola tozza.

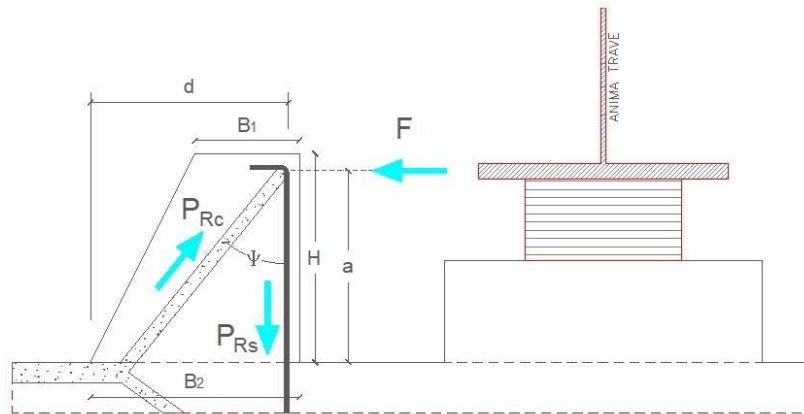


Figura 81: Schema generico tirante puntone

Si riportano i dati per il ritegno lato trave di bordo in esterno curva.

B ₁	0.32	m	Base minore ritegno sismico
B ₂	0.32	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0.28	m	Altezza utile armatura
a	0.45	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	0.6	m	Altezza del ritegno sismico
L	2.4	m	Larghezza della mensola

VERIFICA

$$l = a + 0.2d = 0.45 \quad [\text{m}]$$

$$\lambda = \cot g(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 1.818182 \quad [-]$$

Sollecitazione di calcolo:

F _{SLV}	1113	kN
------------------	------	----

Armatura:

n°	10	[-]
φ	26	[mm]
A _s	53.0929	[cm ²]

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{Rs} = (A_s \times f_{sd}) \times \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 1142.652 \quad [\text{kN}]$$

P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Resistenza del puntone di calcestruzzo:

c	1	[-]	Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
---	---	-----	--

$$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 1153.50 \quad \text{kN}$$

P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Verifica Gerarchia delle resistenze:

P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta

9 APPOGGI E GIUNTI

9.1 APPOGGI

Gli apparecchi di appoggio devono resistere alle azioni verticali e orizzontali massime. Nel caso in esame la forza verticale massima è pari a $F=2096$ kN, e la forza orizzontale massima è pari a 423.2 kN. Per le azioni in esame è sufficiente utilizzare un apparecchio in neoprene armato con le seguenti caratteristiche:

Carico massimo verticale [kN]	Carico massimo orizzontale [kN]	Rigidezza orizzontale [kN/mm]	Rigidezza verticale [kN/mm]
5000	500	6.58	2323

9.2. GIUNTI

Per il dimensionamento dei giunti sono stati calcolati gli spostamenti massimi dovuti ai seguenti carichi:

- Creep: 3.1;
- Ritiro: 5.3 mm;
- Termica: 5.3 mm;
- Azione di frenamento: 11.0 mm;
- Azione del sisma: 50.8 mm;

Utilizzando i coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU fondamentale si ha uno spostamento massimo di 29.7 mm.

Utilizzando i coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLV si ha uno spostamento massimo di 61.9 mm.

Il giunto installato dovrà consentire lo spostamento massimo sopra calcolato.

10 VERIFICHE STRUTTURALI DI SPALLE E FONDAZIONI

10.1. SOLLECITAZIONI SCARICATE SU APPOGGI

Di seguito, le tabelle degli scarichi delle sollecitazioni (caratteristiche) scaricate sugli appoggi dalle travi delle strutture in elevazione (impalcato).

Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Carichi verticali appoggio N. 1 [kN]
Pesi propri (Fase 1)	g1	499
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	310
Ritiro	e2	0
Carico traffico max	Q1 (max d_Est)	677
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	Q1 (max ec_Est)	328
Sisma orizzontale	q6_H	± 333
Sisma verticale (max)	q6_V_max	93
Sisma verticale (min)	q6_V_min	-93

PROGETTAZIONE ATI:

Vento ponte carico	q5-SC	± 59
Vento ponte scarico	q5-C	± 71
Centrifuga	q4	± 0
Frenatura	q3	0
Termica uniforme	q7	0

10.2. GEOMETRIA SPALLA

Si riportano i dati geometrici delle spalle.

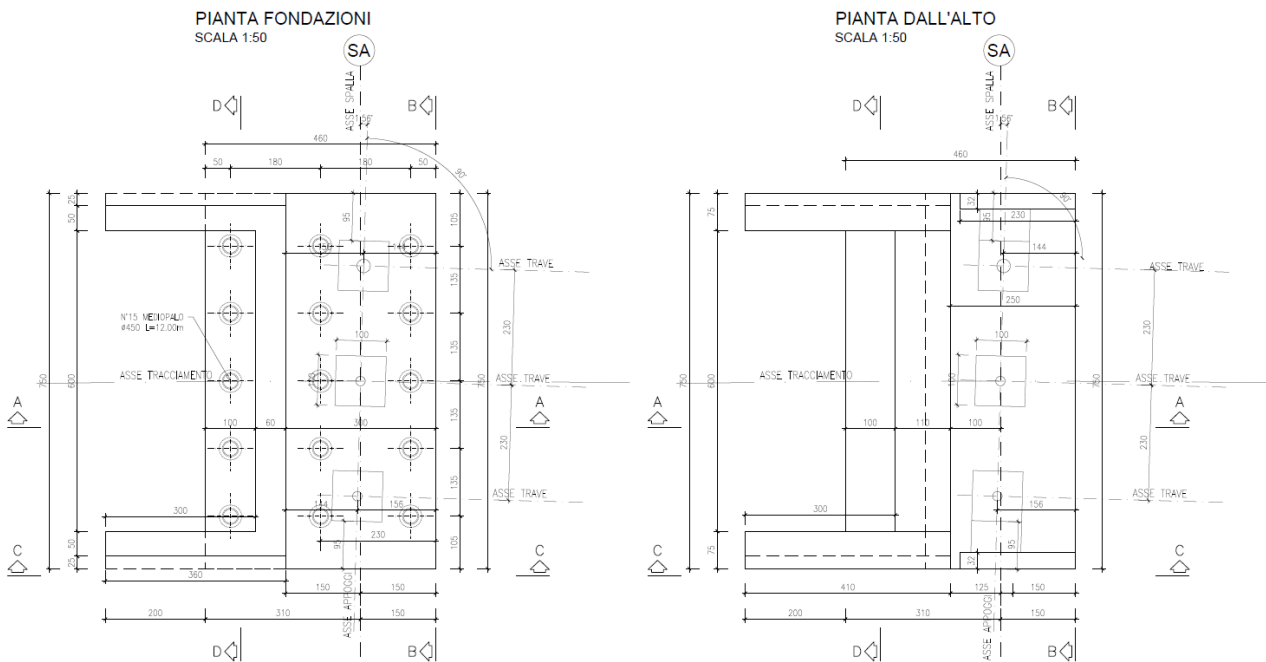


Figura 82: Vista in pianta

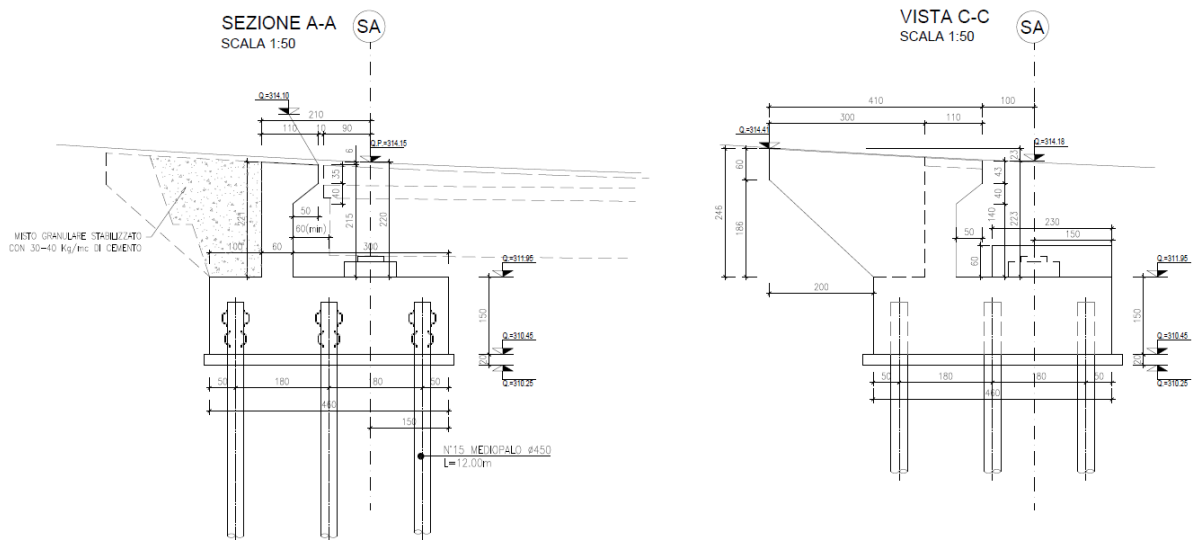


Figura 83: Sezioni

PROGETTAZIONE ATI:

10.3. DATI GEOTECNICI E SISMICI DEI TERRENI

Accelerazione normalizzata:	$a_g/g = 0,226$
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1,173$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1,000$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1,00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18,00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente orizzontale: 7.11.6.2)	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0,265$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente verticale:	$k_v = 0.5k_h = 0,133$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Coefficiente di spinta "a riposo" (Jaky):	$k_0 = 1 - \sin\phi = 0,426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 40,00 \text{ kN/m}^2 = 4,00 \text{ tonnellate/m}^2$
Altezza su cui agisce l'incremento sismico (Wood): fondazione)	$H = 3,96 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta)
Incremento di pressione sismica (modello Wood): costante)	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 18.90 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo": (arrotondato)	$k_0 \gamma H = (0,426 \times 18,00 \times 3,96) = 30.36 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione sovraccarico superficie: (arrotondato)	$k_0 Q_k = (0,426 \times 40,00) = 17,04 \text{ kN/m}^2$

10.4. DISTRIBUZIONE MASSE ELEMENTI SPALLA

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la spalla (ad esclusione della masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal centro G (si veda schema alle pagine precedenti).

Tipologia elemento spalla	Pesi [kN]	Braccio [m]	Momenti da G [kNm]
Soletta fondazione	1293.75	0.00	0.00
Paraghiaia	250.88	1.00	250.88
Baggioli (complessivi)	22.50	-0.80	-18.00
Sbalzo paraghiaia	60.00	0.48	28.80
Muri di risvolto	44.60	1.80	80.28
Bandiera (parte superiore)	21.80	3.33	72.59
Bandiera (parte inferiore)	37.20	2.97	110.48
Ritegni sismici	20.04	-1.15	-23.05
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ^(*)	268.94	1.80	484.09

Complessivi verticali (pesi):	$N = 2020 \text{ kN}$
Complessivi momenti (rispetto polo G):	$M = 986 \text{ kNm}$
Eccentricità complessivi verticali (pesi):	$e = M/N = 0,49 \text{ m}$

PROGETTAZIONE ATI:

10.5. DISTRIBUZIONE INERZIE SISMICHE

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	342.84	0.75	257.13
Paraghiaia	66.48	2.65	176.18
Baggioli (complessivi)	5.96	1.64	9.78
Sbalzo paraghiaia	15.90	3.41	54.22
Muri di risvolto	11.82	2.65	31.32
Bandiera (parte superiore)	5.78	3.64	21.03
Bandiera (parte inferiore)	9.86	2.74	27.01
Ritegni sismici	5.31	1.80	9.56
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ^(*)	71.27	2.74	195.28

Complessivi (orizzontali) inerzie: $V_h = 535$ kN
 Complessivi momenti (ribaltanti): $M_h = 782$ kNm.

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione: $L = 7.50$ m (risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni)

Liv 0 - Quota: 3,85 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	561 kN	451 kN	506 kN
$M_k =$	-1111 kNm	-595 kNm	-1002 kNm

10.6. SOLLECITAZIONI SCARICATE DAGLI IMPALCATI

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

N_{Ed_tot}	scarico complessivo da impalcato su appoggi spalla
$M_{Ed_trasv_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
H_{trasv_IMPALC}	risultante carichi trasversali su appoggi spalla
H_{long_IMPALC}	risultante carichi longitudinali su appoggi spalla

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della spalla tra i 3 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli). Valori in modulo.

Comb.	MIN N _{Ed tot} [kN]	M _{Ed_long_IMPALC} [kNm]	M _{Ed_trasv_IMPALC} [kNm]	H _{trasv_IMPALC} [kN]	H _{long_IMPALC} [kN]
SLU_00	3867	93	40	2	-124
SLU_01	5596	-224	42	3	-94
SLU_02	2902	86	16	0	-134
SLU_03	4632	-231	18	0	-104
SLU_04	3797	102	35	93	-125
SLU_05	5527	-215	38	93	-95
SLU_06	2833	95	11	90	-136
SLU_07	4562	-222	13	91	-105
SLU_08	3797	102	40	93	-125
SLU_09	5527	-215	42	93	-95
SLU_10	2833	95	16	91	-136
SLU_16	4562	-222	18	91	-105
SLU_17	3937	84	35	93	-123
SLU_18	5666	-233	38	93	-92
SLU_19	2972	77	11	90	-133
SLU_20	4702	-240	13	91	-103
SLU_21	3937	84	40	93	-123
SLU_22	5666	-233	42	94	-92
SLU_23	2972	77	16	91	-133
SLU_24	4702	-240	18	91	-103
SLU_25	3797	102	40	-89	-125
SLU_26	5527	-215	42	-88	-95

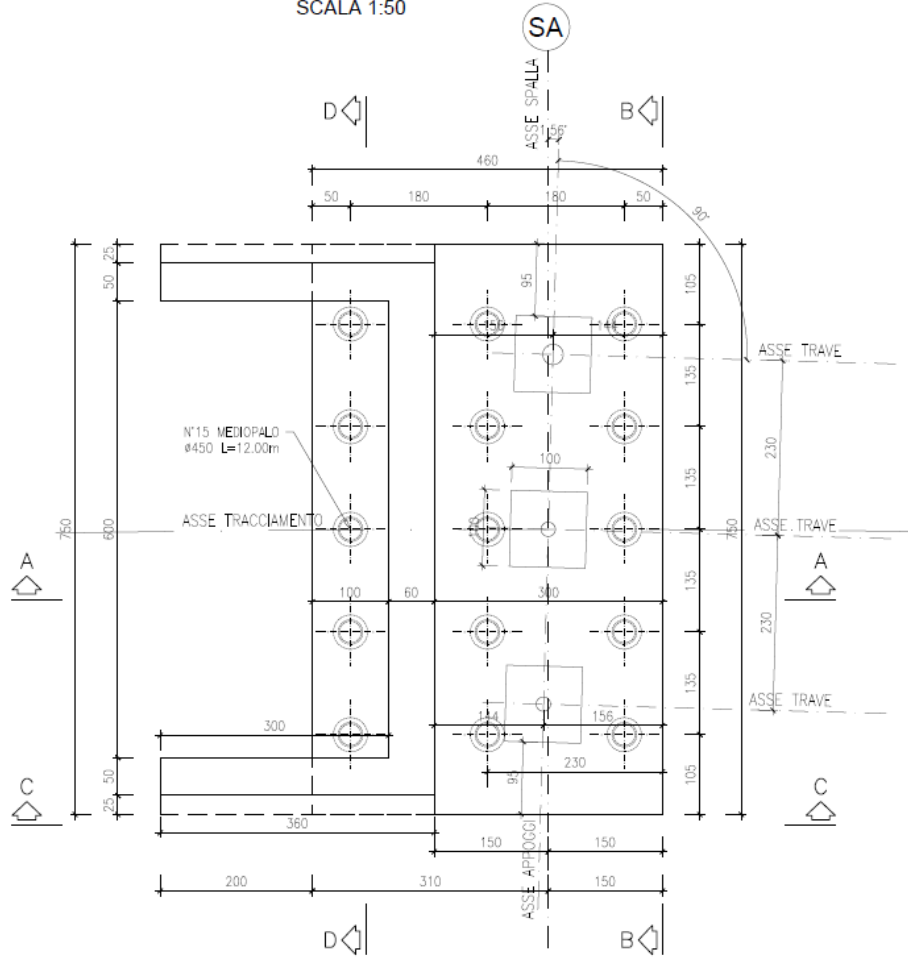
SLV_01	2503	-574	10	1113	299
SLV_02	2326	-582	-5	1113	-298
SLV_03	2349	-598	9	1110	299
SLV_04	2172	-607	-7	1110	-298
SLV_05	2053	-625	-7	-892	-301
SLV_06	2230	-617	8	-892	296
SLV_07	2207	-601	-6	-889	-301
SLV_08	2384	-592	10	-889	296
SLV_09	2667	-570	29	413	995
SLV_10	2631	-576	28	-188	994

10.7. SCHEMA E DISPOSIZIONE DEI PALI

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali. Di seguito verranno riportati i valori di sforzo normale dei pali d'angolo, in quanto i più sollecitati.

PROGETTAZIONE ATI:

PIANTA FONDAZIONI
SCALA 1:50



PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazioni sui pali (comb. SLU)

NOTA: Valori di Pi positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

Si riportano, per le combinazioni più gravose, le sollecitazioni di sforzo normale nei pali di bordo della palificata, in quanto i più sollecitati.

Nelle tabelle viene riportata la combinazione, lo sforzo normale P in kN.

Combinazioni	P1_top,x-y	Combinazioni	P1_bot,x-y	Combinazioni	P2_top,x-y	Combinazioni	P2_bot,x-y
SLU_66(max)	875	SLU_46(max)	871	SLU_66(max)	864	SLU_46(max)	860
SLU_62(max)	875	SLU_50(max)	871	SLU_62(max)	863	SLU_50(max)	860
SLU_34(max)	872	SLU_14(max)	869	SLU_34(max)	861	SLU_14(max)	857
SLU_30(max)	872	SLU_18(max)	869	SLU_30(max)	861	SLU_18(max)	857
SLU_58(max)	861	SLU_38(max)	857	SLU_58(max)	849	SLU_38(max)	846
SLU_54(max)	861	SLU_42(max)	857	SLU_54(max)	849	SLU_42(max)	846
SLU_26(max)	858	SLU_62(max)	855	SLU_50(max)	847	SLU_62(max)	843
SLU_50(max)	858	SLU_6(max)	855	SLU_46(max)	847	SLU_6(max)	843
SLU_22(max)	858	SLU_66(max)	854	SLU_26(max)	847	SLU_66(max)	843
SLU_46(max)	858	SLU_10(max)	854	SLU_22(max)	846	SLU_10(max)	843
SLU_2(max)	857	SLU_2(max)	853	SLU_2(max)	845	SLU_2(max)	842
SLU_18(max)	856	SLU_30(max)	852	SLU_18(max)	844	SLU_30(max)	840
SLU_14(max)	855	SLU_34(max)	852	SLU_14(max)	844	SLU_34(max)	840
SLU_42(max)	844	SLU_54(max)	840	SLU_42(max)	833	SLU_54(max)	829
SLU_38(max)	844	SLU_58(max)	840	SLU_38(max)	832	SLU_58(max)	829
SLU_10(max)	841	SLU_22(max)	838	SLU_10(max)	830	SLU_22(max)	826
SLU_6(max)	841	SLU_26(max)	837	SLU_6(max)	830	SLU_26(max)	826
SLU_68(max)	768	SLU_48(max)	766	SLU_68(max)	760	SLU_48(max)	758
SLU_64(max)	767	SLU_52(max)	766	SLU_64(max)	760	SLU_52(max)	758
SLU_36(max)	765	SLU_16(max)	763	SLU_36(max)	757	SLU_16(max)	755
SLU_32(max)	765	SLU_20(max)	763	SLU_32(max)	757	SLU_20(max)	755
SLU_60(max)	753	SLU_40(max)	752	SLU_60(max)	746	SLU_40(max)	744
SLU_56(max)	753	SLU_44(max)	751	SLU_56(max)	745	SLU_44(max)	744
SLU_28(max)	751	SLU_64(max)	749	SLU_52(max)	743	SLU_64(max)	741
SLU_52(max)	751	SLU_8(max)	749	SLU_48(max)	743	SLU_8(max)	741
SLU_24(max)	751	SLU_68(max)	749	SLU_28(max)	743	SLU_68(max)	741
SLU_48(max)	751	SLU_12(max)	749	SLU_24(max)	742	SLU_12(max)	741
SLU_4(max)	749	SLU_4(max)	748	SLU_4(max)	741	SLU_4(max)	740
SLU_20(max)	748	SLU_32(max)	746	SLU_20(max)	740	SLU_32(max)	739
SLU_16(max)	748	SLU_36(max)	746	SLU_16(max)	740	SLU_36(max)	738
SLU_44(max)	737	SLU_56(max)	735	SLU_44(max)	729	SLU_56(max)	727
SLU_40(max)	736	SLU_60(max)	735	SLU_40(max)	728	SLU_60(max)	727
SLU_12(max)	734	SLU_24(max)	732	SLU_12(max)	726	SLU_24(max)	724
SLU_8(max)	734	SLU_28(max)	732	SLU_8(max)	726	SLU_28(max)	724
SLU_164	670	SLU_122	651	SLU_164	668	SLU_122	654
SLU_162	670	SLU_124	651	SLU_162	668	SLU_124	654
SLU_132	670	SLU_106	648	SLU_148	665	SLU_106	651
SLU_130	669	SLU_108	648	SLU_146	665	SLU_108	651
SLU_148	668	SLU_154	647	SLU_132	663	SLU_154	645
SLU_146	667	SLU_156	647	SLU_130	663	SLU_156	645
SLU_116	667	SLU_138	644	SLU_116	660	SLU_138	643
SLU_114	667	SLU_140	644	SLU_114	660	SLU_140	642
SLU_160	656	SLU_118	637	SLU_160	654	SLU_118	640
SLU_158	656	SLU_120	637	SLU_158	654	SLU_120	640
SLU_128	655	SLU_130	634	SLU_156	651	SLU_130	637
SLU_126	655	SLU_102	634	SLU_154	651	SLU_102	637
SLU_144	653	SLU_132	634	SLU_144	651	SLU_132	637
SLU_156	653	SLU_104	634	SLU_142	651	SLU_104	637
SLU_142	653	SLU_45(max)	633	SLU_128	649	SLU_114	635
SLU_154	653	SLU_150	633	SLU_126	649	SLU_116	634

PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazioni sui pali (comb. SLV)

Combinazioni	P1_top,x-y	Combinazioni	P1_bot,x-y	Combinazioni	P2_top,x-y	Combinazioni	P2_bot,x-y
SLV_31	560	SLV_34	599	SLV_26	573	SLV_33	601
SLV_7	549	SLV_10	587	SLV_2	560	SLV_25	592
SLV_29	542	SLV_36	581	SLV_28	557	SLV_9	588
SLV_39	533	SLV_32	580	SLV_4	544	SLV_35	585
SLV_5	530	SLV_12	569	SLV_25	539	SLV_1	580
SLV_32	527	SLV_8	568	SLV_40	537	SLV_27	576
SLV_15	521	SLV_30	562	SLV_1	526	SLV_11	572
SLV_8	515	SLV_6	550	SLV_16	524	SLV_3	564
SLV_44	514	SLV_33	542	SLV_27	523	SLV_34	536
SLV_37	514	SLV_42	534	SLV_38	521	SLV_41	535
SLV_30	508	SLV_9	530	SLV_43	516	SLV_10	523
SLV_20	503	SLV_35	524	SLV_3	510	SLV_17	522
SLV_13	503	SLV_18	522	SLV_14	508	SLV_36	520
SLV_6	497	SLV_11	512	SLV_19	503	SLV_26	520
SLV_42	481	SLV_31	506	SLV_41	481	SLV_12	507
SLV_40	475	SLV_7	494	SLV_39	472	SLV_2	507
SLV_18	469	SLV_29	488	SLV_17	468	SLV_28	504
SLV_16	463	SLV_41	477	SLV_46	462	SLV_4	491
SLV_43	457	SLV_5	476	SLV_15	459	SLV_48	481
SLV_38	457	SLV_47	474	SLV_37	456	SLV_42	469
SLV_45	454	SLV_17	465	SLV_44	451	SLV_24	469
SLV_19	445	SLV_23	462	SLV_22	449	SLV_43	462
SLV_14	445	SLV_44	461	SLV_13	443	SLV_18	457
SLV_21	442	SLV_20	448	SLV_20	438	SLV_19	449
SLV_41	423	SLV_48	417	SLV_48	428	SLV_47	416
SLV_34	420	SLV_24	404	SLV_33	422	SLV_46	408
SLV_47	420	SLV_43	403	SLV_42	416	SLV_23	403
SLV_17	411	SLV_45	400	SLV_24	415	SLV_44	396
SLV_10	408	SLV_19	391	SLV_9	409	SLV_22	396
SLV_23	408	SLV_25	389	SLV_35	406	SLV_20	384
SLV_36	402	SLV_21	388	SLV_18	403	SLV_32	374
SLV_46	396	SLV_1	377	SLV_45	397	SLV_8	361
SLV_12	390	SLV_27	371	SLV_11	393	SLV_30	358
SLV_22	384	SLV_3	359	SLV_21	384	SLV_40	358
SLV_26	369	SLV_39	353	SLV_47	362	SLV_6	345
SLV_33	363	SLV_46	343	SLV_34	357	SLV_16	345
SLV_48	363	SLV_15	341	SLV_31	356	SLV_45	343
SLV_2	357	SLV_37	335	SLV_23	349	SLV_38	342
SLV_9	351	SLV_22	331	SLV_10	344	SLV_21	330
SLV_24	351	SLV_13	323	SLV_7	343	SLV_14	329
SLV_28	350	SLV_26	315	SLV_36	341	SLV_31	301
SLV_35	344	SLV_2	303	SLV_29	339	SLV_39	293
SLV_4	339	SLV_28	297	SLV_12	328	SLV_7	289

10.1. VERIFICA PALI

Parametro taglio-momento per palo-terreno^(*):

^(*) fare riferimento alla relazione geotecnica allegata.

$$r_{top} = 2.14$$

Diametro palo:

$$\phi_{palo} = 450 \text{ mm}$$

SLU

Massima azione assiale di compressione

$$N_{Ed,max} = 875 \text{ kN (per verifica a pressoflessione)}$$

Minima azione assiale sul palo
(pressoflessione)

$$N_{Ed,min} = 0.0 \text{ kN (per verifica a taglio e a}$$

Massimo valore del taglio su palo

$$V_{Ed} = 100 \text{ kN}$$

Momento flettente in testa al palo
(ordine)

$$M_{Ed,top} = r_{top} * V_{Ed} = 215 \text{ kNm (in assenza di effetti del II}$$

SLV

Massima azione assiale di compressione

$$N_{Ed,max} = 601 \text{ kN (per verifica a pressoflessione)}$$

Minima azione assiale sul palo
(pressoflessione)

$$N_{Ed,min} = 0.0 \text{ kN (per verifica a taglio e a}$$

Massimo valore del taglio su palo

$$V_{Ed} = 143 \text{ kN}$$

Momento flettente in testa al palo
(ordine)

$$M_{Ed,top} = r_{top} * V_{Ed} = 306 \text{ kNm (in assenza di effetti del II}$$

PROGETTAZIONE ATI:

La verifica viene condotta considerando reagente la sola sezione del tubolare in acciaio
Si riportano le verifiche, a sinistra quella relativa alle combinazioni SLU, a destra quella relativa alle combinazioni SLV.

Dati tubolare			Dati tubolare		
D	298.5	[mm]	D	298.5	[mm]
s	35	[mm]	s	35	[mm]
d	228.5	[mm]	d	228.5	[mm]
A	28973	[mm ²]	A	28973	[mm ²]
W	1714553	[mm ³]	W	1714553	[mm ³]
Tipo acciaio			Tipo acciaio		
S355			S355		
fyk	355	[N/mm ²]	fyk	355	[N/mm ²]
fyt	510	[N/mm ²]	fyt	510	[N/mm ²]
ys	1.05	[-]	ys	1.05	[-]
fyd	338	[N/mm ²]	fyd	338	[N/mm ²]
Sollecitazioni di verifica			Sollecitazioni di verifica		
Nmax	875060	[N]	Nmax	601115	[N]
Mmax	214772439	[Nmm]	Mmax	305612364	[Nmm]
Tensione nel tubolare			Tensione nel tubolare		
σ_{Ed}	155.47	[N/mm ²]	σ_{Ed}	198.99	[N/mm ²]
Verifica	2.175	Verificato	Verifica	1.699	Verificato
Av	28973	[mm ²]	Av	28973	[mm ²]
Vc,Rd	5655578	[N]	Vc,Rd	5655578	[N]
Vc,Rd	5656	[kN]	Vc,Rd	5656	[kN]
VEd	100	[kN]	VEd	143	[kN]
Verifica	56.35	Verificato	Verifica	39.60	Verificato

10.2. VERIFICA SBALZO MENSOLA TOZZA (SPALLA)

10.1.1 MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

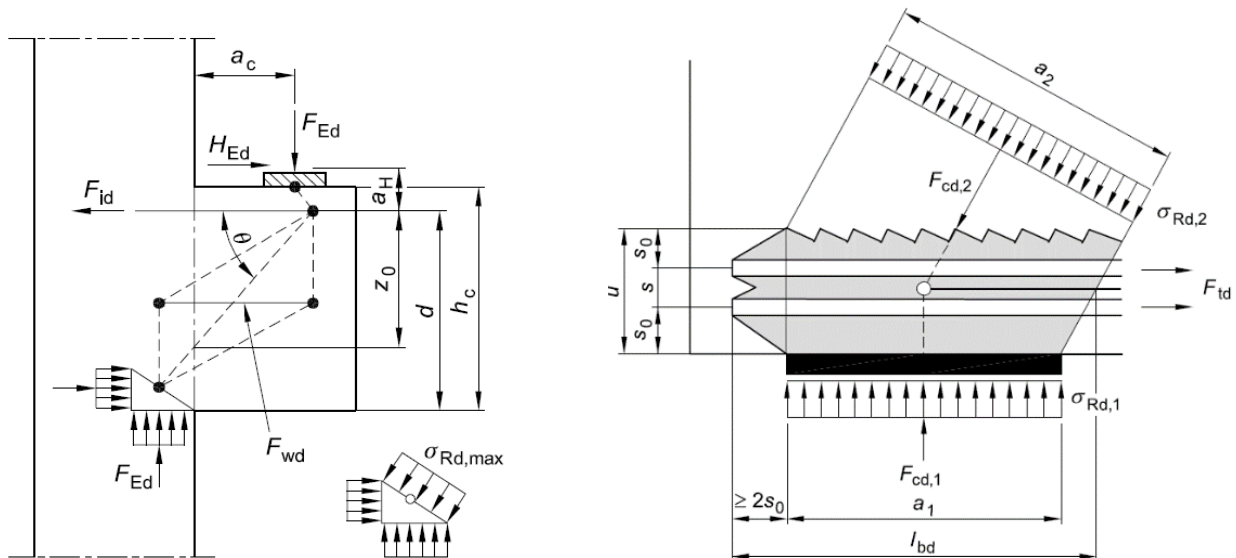
Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. La biella convenzionale di calcestruzzo compressa (del modello tirante-puntone) presenta quindi una sezione trasversale quadrangolare $a_2 \times l_{eq}$ la cui larghezza trasversale (a_2) dipenderà dalla sua inclinazione θ all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso.

10.1.2 GEOMETRIA DELL'UNGHIA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Ampiezza sbalzo da filo parete elevazione:	$a = 1500$ mm
Diametro pali scelti:	$\phi = 450$ mm
Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo: (carico equivalente)	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = 399.0$ mm (per impronta di carico equivalente)
Dimensione impronta carico (equivalente):	$a_1 = l_{eq} = 399$ mm
Interasse pali (dir. x-x e y-y):	$i = 3 \times \phi = 1350$ mm
Ampiezza mensola tozza (interasse pali): interessata da 1 palo)	$b = i = 1350$ mm (si considera la fascia interessata da 1 palo)
Larghezza biella convenzionale compressa: equivalente alla sez. del palo)	$b_w = l_{eq} = 399$ mm (quadrato di area equivalente alla sez. del palo)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = 1500$ mm

10.1.3 SCHEMI E MODELLI DI CALCOLO SECONDO NTC2018 E UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



PROGETTAZIONE ATI:

10.1.4 CARATTERISTICHE DI PROGETTO

10.1.5 CARATTERISTICHE DEL MATERIALE CALCESTRUZZO

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15: 4.1.3)	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 15.87 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a):	$k_1 = 1.00$
Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b):	$k_2 = 0.85$
Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c):	$k_3 = 0.75$
Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2):	$\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.89$

Dettagli armature

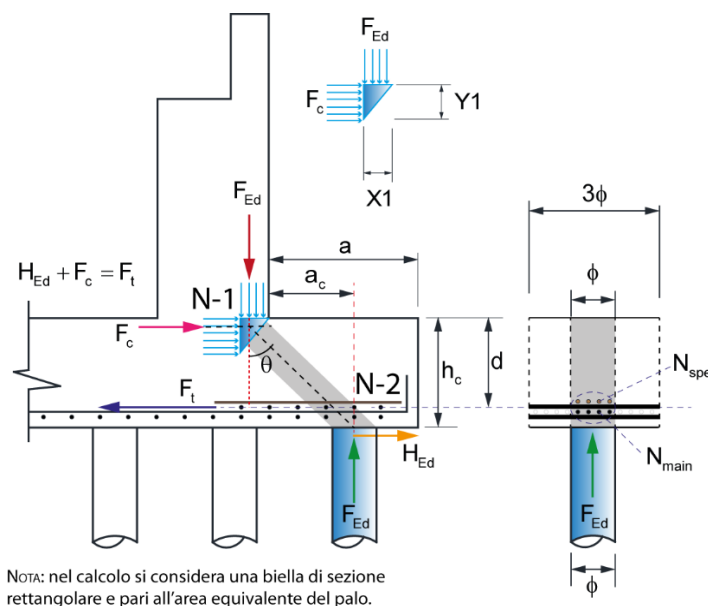
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore:

Forza assiale trasmessa dal palo:	$F_{Ed} = 875 \text{ kN}$
Forza di taglio agente in testa al palo:	$H_{Ed} = 143 \text{ kN}$
Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione:	$a_c = 1000 \text{ mm}$ (si veda schema in basso)

10.1.6 SCHEMA DI CALCOLO, ADATTATO DAL MODELLO “STRUCT AND TIES”



Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 100$ mm
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 25$ mm
Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.):	$\phi_{main,rip} = 25$ mm
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 25$ mm
Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 100$ mm
Numero di barre filanti in trazione in b_w :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 3.9$
Numero di spezzoni in trazione in b_w :	$N_{spez} = b_w / i_{spez} = 3.9$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 3917$ mm ²
Copriferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 75$ mm
Copriferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + D_{main,rip} = 100$ mm
Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:	$\Delta X_D = \min(D_{main}, D_{spez}) \times (D_{main}/2 + d_{dist} + D_{spez}/2) / (D_{main} + D_{spez}) = 25$ mm

Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1375$ mm
Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto:	$d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 125$ mm

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2):	$\nu' = 0.89$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 14.09$ N/mm ²
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 155.64$ mm
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 77.82$ mm
Equilibrio momenti rispetto al polo A:	$M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$
Sostituzione della funzione:	$F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$
Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti):	$C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$ $C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$ $C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$
Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno):	$Y1 = - (C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 130.51$ mm
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 65.25$ mm

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 50.42^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.21$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

10.1.7 BRACCIO DI LEVA A FLESSIONE (MODELLO "TIRANTE-PUNTONO")

Braccio di leva interno:	$z = d - Y1 / 2 = 1310$ mm
--------------------------	----------------------------

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1:	$F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 733.7$ kN
Forza vincolare lungo la biella compressa:	$F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 677.2$ kN
Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha:	$u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 250$ mm
Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2:	$a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 467$ mm
Tensione nella biella convenzionale compressa:	$\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 3.63$ N/mm ²
Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b):	$\sigma_{2Rd} = k_3 \times \nu' \times f_{cd} = 10.57$ N/mm ²

PROGETTAZIONE ATI:

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 1500$ mm
 Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (c_{nom,eff} + \Delta x_D) = 1375$ mm
 Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.24$ N/mm²
 Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$
 Fattore di riduzione resistenza a taglio: $\nu_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.533$
 Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 677.2$ kN
 Massima resistenza a schiacciamento - cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 2167.2$ kN

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 876.71$ kN
 Controllo quantitative armature a trazione (tirante)
 Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 2240.5$ mm²
 Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 3917$ mm²
 Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.57$

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interassi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della soletta di fondazione: $h_c = 1500$ mm
 Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250$ mm
 Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400$ mm
 Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 200$ mm
 Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 200$ mm

OK - Massimi interassi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura diffusa portante: $\phi_{main} = 25$ mm
 interasse armature diffusa portante: $i_{main} = 200$ mm
 Diametro armatura diffusa secondaria: $\phi_{main,rip} = 25$ mm (ripartitori)
 Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = 200$ mm (interasse ripartitori)

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
 Diametro barre portanti aggiuntive (spezzoni): $\phi_{spez} = 25$ mm
 Interasse barre portanti aggiuntive (spezzoni): $i_{spez} = 100$ mm
 Numero spezzoni da calcolo (effettivi reagenti): $N_{spez} = 3.9$ (per palo)
 Numero spezzoni aggiuntivi disposti (singolo palo): $N_{spez,eff} = 4\phi 25$

10.3. VERIFICA ELEMENTO PARAGHIAIA

10.1.8 MODELLO DI CALCOLO

Per la spinta statica del terrapieno - come indicato in "Progettazione e costruzione di ponti", Mario Paolo Petrangeli, IV edizione, HOEPLI - si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_a h$, con $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$. Per costruzioni stradali si assume $\varphi = 35^\circ$.

10.1.9 DATI E SOLLECITAZIONI DI CARICO

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata.

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di Rankine:	$\lambda_a = (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 = 0.271$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 40.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza paraghiaia:	$h = 2.23 \text{ m}$
Spessore muro paraghiaia:	$s = 60 \text{ cm}$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 10.84 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.): caratteristico orizzontale)	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 24.17 \text{ kN/m}$ (valore
Momento del sovraccarico (per metro lineare): caratteristico)	$M_{p,k} = R_{kp} \times h/2 = 26.95 \text{ kNm/m}$ (valore
Pressione terreni allo spiccato del paraghiaia:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 10.9 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.): caratteristico orizzontale)	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 12.1 \text{ kN/m}$ (valore
Momento dei terreni (per metro lineare): caratteristico)	$M_{t,k} = R_{kt} \times h/3 = 9.02 \text{ kNm/m}$ (valore

Combinazione SLU - terreni - spiccato paraghiaia

Taglio (dovuto alle spinte dei terreni):	$V_{Ed,t} = 1.3 \times R_{kt} + 1.5 \times R_{kp} = 51.99 \text{ kN/m}$
Momento flettente (dovuto alla spinta dei terreni):	$M_{Ed,t} = 1.3 \times M_{t,k} + 1.5 \times M_{p,k} = 52.15 \text{ kNm/m}$

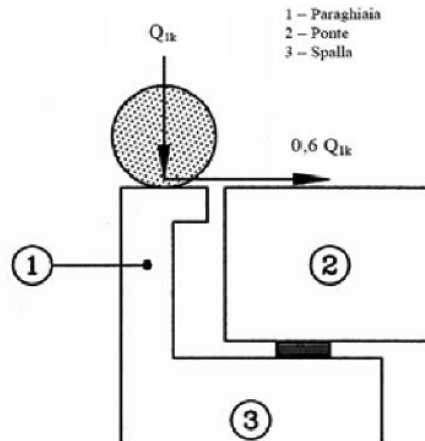


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

Combinazioni di carico

Combinazione SLU - effetto del singolo asse (carichi viaggianti)

Si considera quanto riportato al C5.1.3.3.5 delle NTC2018 (Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose). Si considera che agisca direttamente l'azione frenante di uno dei due carichi (del complessivo 300 kN costituenti il Q_{1k}) ripartita su una larghezza pari all'ingombro tra le due ruote del Q_{1k} aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia (in direzione verticale). Per la geometria del paraghiaia in oggetto si individua la:

base collaborante del muro paraghiaia:

Peso proprio muro paraghiaia (per metro lineare):

Valore di progetto SLU (peso muro per metro lin.):

Carico tandem (singolo asse, NTC2018):

da cui i carichi (caratteristici) pari a:

(orizzontale)

Momento flettente allo spiccato paraghiaia:

Azione assiale SLU (per peso proprio paraghiaia):

Taglio SLU (dovuto ai carichi viaggianti):

Momento flettente SLU (per carichi viaggianti):

$$b = 2 \times h \times \tan(45^\circ) + i_{\text{tandem}} = \mathbf{6.46 \text{ m}}$$

$$p_k = s \times h \times (25.00 \text{ kN/m}^3) = \mathbf{33.45 \text{ kN/m}}$$

$$p_d = 1.3 \times p_k = \mathbf{43.49 \text{ kN/m}}$$

$$Q_{1k} = \mathbf{300 \text{ kN}}$$

$$Q_{\text{acc},v} = Q_{1k} / b = \mathbf{46.43 \text{ kN/m (verticale)}}$$

$$Q_{\text{acc},h} = 0.60 \times Q_{1k} / b = \mathbf{27.86 \text{ kN/m}}$$

$$M_{\text{acc},h,k} = Q_{\text{acc},h} \times h = \mathbf{62.14 \text{ kNm/m}}$$

$$N_{\text{Ed},p} = p_d = \mathbf{43.49 \text{ kN/m}}$$

$$V_{\text{Ed},c} = 1.5 \times Q_{\text{acc},h} = \mathbf{41.79 \text{ kN/m (orizzontale)}}$$

$$M_{\text{acc},h} = 1.3 \times M_{\text{acc},h,k} = \mathbf{80.78 \text{ kNm/m}}$$

Combinazioni di carico, riferite a $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro

Combinazione di carico SLU

Azione assiale (compressione):

Taglio longitudinale:

Momento flettente:

$$N_{\text{Ed},\text{SLU}} = N_{\text{Ed},p} + 0.9 \times Q_{\text{acc},v} = \mathbf{85.28 \text{ kN}}$$

$$V_{\text{Ed},\text{SLU}} = V_{\text{Ed},t} + V_{\text{Ed},c} = \mathbf{93.78 \text{ kN}}$$

$$M_{\text{Ed},\text{SLU}} = M_{\text{Ed},t} + M_{\text{acc},h} = \mathbf{132.93 \text{ kNm}}$$

Combinazione di carico SLE-rara

Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,rara} = p_k + 1.00 \times Q_{acc,v} = 79.88 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,rara} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 1.00 \times Q_{acc,h} = 64.13 \text{ kN}$
Momento flettente: kNm	$M_{Ed,rara} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 1.00 \times M_{acc,h,k} = 116.75$

Combinazione di carico SLE-frequente

Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,freq} = p_k + 0.75 \times Q_{acc,v} = 68.27 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,freq} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.75 \times Q_{acc,h} = 57.17 \text{ kN}$
Momento flettente: kNm	$M_{Ed,freq} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.75 \times M_{acc,h,k} = 82.58$

Combinazione di carico SLE-quasi permanente

Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,qperm} = p_k + 0.0 \times Q_{acc,v} = 33.45 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,qperm} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.0 \times Q_{acc,h} = 36.27 \text{ kN}$
Momento flettente: kNm.	$M_{Ed,qperm} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.0 \times M_{acc,h,k} = 35.97$

10.1.10 VERIFICA ARMATURE VERTICALI, VERIFICA A TAGLIO

Verifica armature paraghiaia

Nota: per semplicità e sicurezza nelle verifiche delle armature del paraghiaia, verrà trascurata la compressione assiale.

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

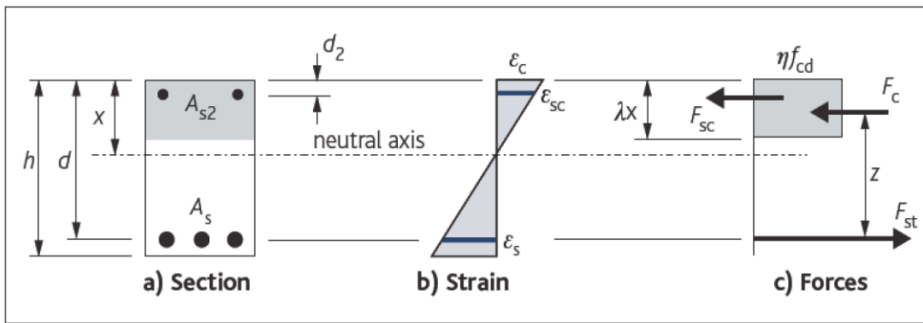
D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000 \text{ mm}$
Altezza sezione:	$h = 600 \text{ mm}$
Copriferro nominale (barre longit. portanti) delle armature più esterne)	$c_{nom} = 83 \text{ mm}$ (in questo calcolo, non inteso)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	non necessarie



← Schema di calcolo

sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 132.93$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV):	$V_{Ed} = 93.78$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 35.97$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 82.58$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 116.75$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture ferrure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.352	0.407	0.300	0.433	0.366	0.219	0.164

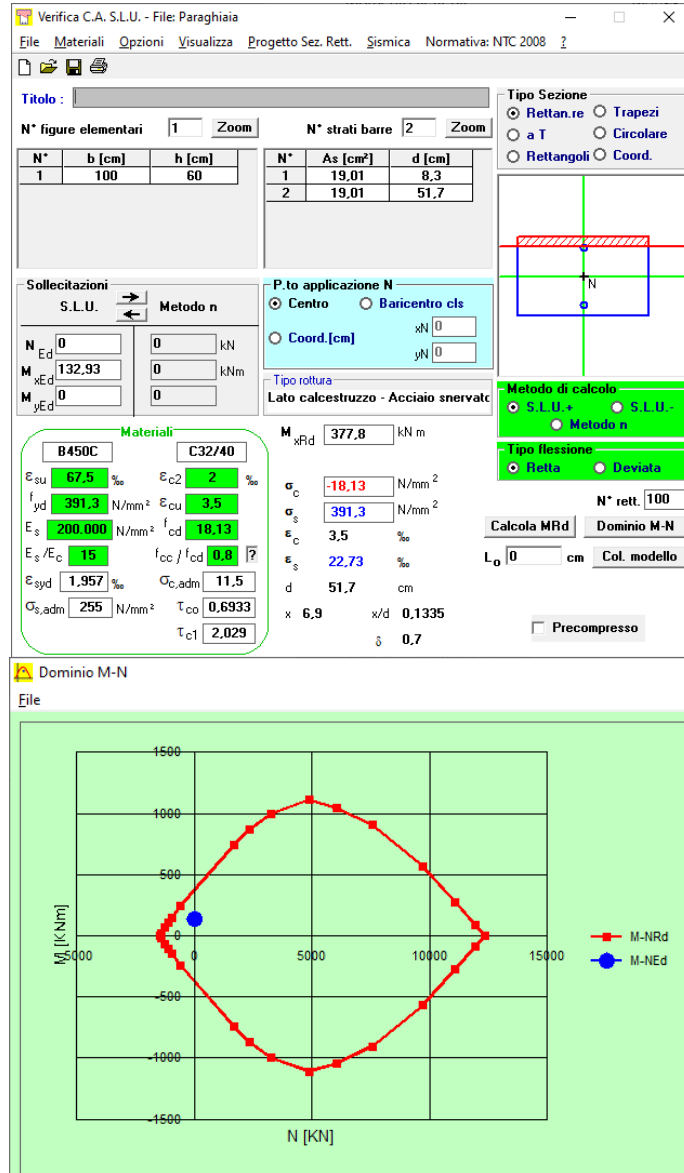
Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm ²
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm ² (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata “bassa aderenza”, EC2 p.to 8.4.2)

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficiente per diametro delle barre armatura: $\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
 Tensione ultima di aderenza (barre nervate): $f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$
 (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
 Diametro armature longitudinali: $\phi = 22 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)



La verifica risulta soddisfatta $M_{Rd}=377.8 \text{ kNm}$. $FS=2.84$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

$$M_{Ed,rara} = 116.75 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,qperm} = 35.97 \text{ kNm}$$

The image shows two side-by-side screenshots of a software interface for structural analysis. Both windows are titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Paraghaia'. The left window is for a rare load case (S.L.U.), and the right window is for a permanent load case (S.L.U.).

Left Window (S.L.U. - Rare Load Case):

- Materiali:** B450C, C32/40
- $\sigma_c = 3.152 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 131.7 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_s = 0.6597 \text{ ‰}$
- $d = 51.7 \text{ cm}$
- $x = 13.65 \text{ cm}$, $x/d = 0.2641$
- $\delta = 0.7701$
- Verifica:** N° iterazioni: 4

Right Window (S.L.U. - Permanent Load Case):

- Materiali:** B450C, C32/40
- $\sigma_c = -0.9711 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 40.59 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_s = 0.2029 \text{ ‰}$
- $d = 51.7 \text{ cm}$
- $x = 13.65 \text{ cm}$, $x/d = 0.2641$
- $\delta = 0.7701$
- Verifica:** N° iterazioni: 4

$$\sigma_{s,RA} = 131.7 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{c,RA} = 3.15 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{c,QP} = 0.97 \text{ N/mm}^2;$$

Risulta, quindi:

$$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.366 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.219 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.164 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. frequente): $W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	$h = 600$ [mm]
Larghezza della sezione	$b = 1000$ [mm]
Altezza utile della sezione	$d = 517$ [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	$d' = 83$ [mm]
Ricoprimento dell'armatura	$c = 50$ [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{s1} = 5$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{s1} = 22$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1} = 1901$ [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{s2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{s2} = 22$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2} = 0$ [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ctk} = 32$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 3.0$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 33346$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 200000$ [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 40.59$ [MPa]
Asse neutro della sezione	$X = 136.5$ [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_0 = 6.00$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 1901$ [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1} = 207500$ [mm ²]
	$A_{c,eff,2} = 154500$ [mm ²]
	$A_{c,eff,3} = 300000$ [mm ²]
	$A_{c,eff,min} = 154500$ [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff} = 0.01230$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 3.0$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t = 0.4$ [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min} = 0.000122$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.} = -0.000325$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}] = 0.000122$ [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s = 200$ [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 22.00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref} = 305$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	$k_1 = 0.800$ [-]
	$k_2 = 0.500$ [-]
	$k_3 = 3.400$ [-]
	$k_4 = 0.425$ [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1} = 474$ [mm]
	$s_{r,max,2} = 603$ [mm]
	$s_{r,max} = 474$ [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$W_{k,lim} = 0.20$ [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_k = 0.06$ [mm]

$$W_{k_QP} = 0.06 \text{ mm}$$

$$wk_QP = W_{k_QP} / W_{k,max_QP} = 0.300$$

Risulta, per combinazione quasi-permanente: $W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$;

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 600 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 517 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 83 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{s,1} = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{s,1} = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 1901 [mm ²]
Armatura tesa di infitimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{s,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{s,2} = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{cd} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 93.18 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 136.5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α ₀ = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 1901 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} = 207500 [mm ²] A _{c,eff,2} = 154500 [mm ²] A _{c,eff,3} = 300000 [mm ²] A _{c,eff,min} = 154500 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff} = 0.01230 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _t = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000280 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.} = -0.000062 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] = 0.000280 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 305 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max,1} = 474 [mm] s _{r,max,2} = 603 [mm] s _{r,max} = 474 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.13 [mm]

$$w_{k,FR} = 0.13 \text{ mm}$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max,FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

$f_{ck} =$	32 Mpa	
$\gamma_c =$	1.5	
$f_{cd} =$	18.13 Mpa	
$H =$	600 mm	
$b_w =$	1000 mm	
$d =$	522 mm	
$A_c = b_w H =$	600'000 mmq	
$k =$	1.619	
$v_{min} =$	0.408	
$A_{sl} =$	19.01 cmq/tesi	
$\rho_{sl} =$	0.0036	
$N_{Ed} =$	0 kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.000 Mpa	
$[0,035k^{3/2}f_{ck}^{-1/2}]b_w d =$	212'901 N =	212.90 kN
$(v_{min} + 0,15\sigma_{cp})b_w d =$	212'901 N =	212.90 kN
$V_{Rd} =$ (eq. 6.2.a - E.C.2)	229'923 N =	229.92 kN

$V_{Ed} / V_{Rd} = 0.407; \leq 1 "$

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

PROGETTAZIONE ATI:

10.4 VERIFICA ELEMENTI MURI DI RISVOLTO

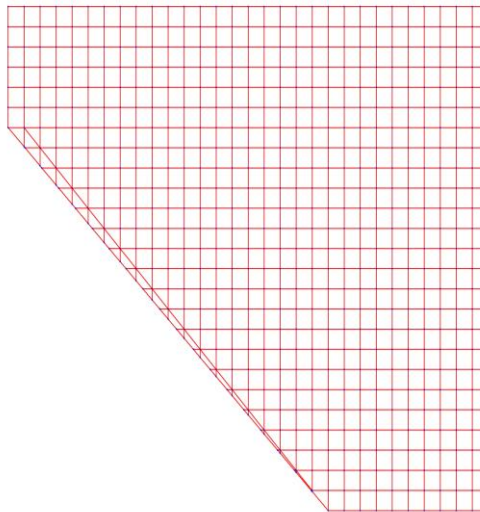
10.4.1 MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

I muri di risvolto sono schematizzati come piastre libere sui due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione e al muro frontale. Generalmente, la rigidità della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondati su pali, si accetta l'ipotesi di spinta "a riposo", con distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_0 h$, con $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$. Qui, in questo caso, si assume $\varphi = 35^\circ$.

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante (compressione) che viene trascurata.

10.4.2 DATI GEOMETRICI E DI CARICO

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$\lambda_a = 1 - \sin(\varphi) = 0.43$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 40.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza muri di risvolto (dir. y-y):	$h = 2.46 \text{ m}$
Larghezza muro di risvolto (dir. x-x):	$b = 1.0 \text{ m}$
Spessore muro di risvolto:	$s = 40 \text{ cm}$



Valore del coefficiente sismico orizzontale:
7.11.5)

$k_h = 0.265$ (NTC2018, eqq. 7.11.3,

Valore dell'incremento sismico (formula di Wood):

$\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 11.73 \text{ kN/m}^2$

Pressione del sovraccarico sul terrapieno:

$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 17.20 \text{ kN/m}^2$

Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):
caratteristico orizzontale)

$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 42.31 \text{ kN/m}$ (valore

Pressione terreni allo spiccato del muro di risvolto:

$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 19.04 \text{ kN/m}^2$

Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):
caratteristico orizzontale)

$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 23.42 \text{ kN/m}$ (valore

PROGETTAZIONE ATI:

Si riportano le sollecitazioni caratteristiche dei principali carichi.

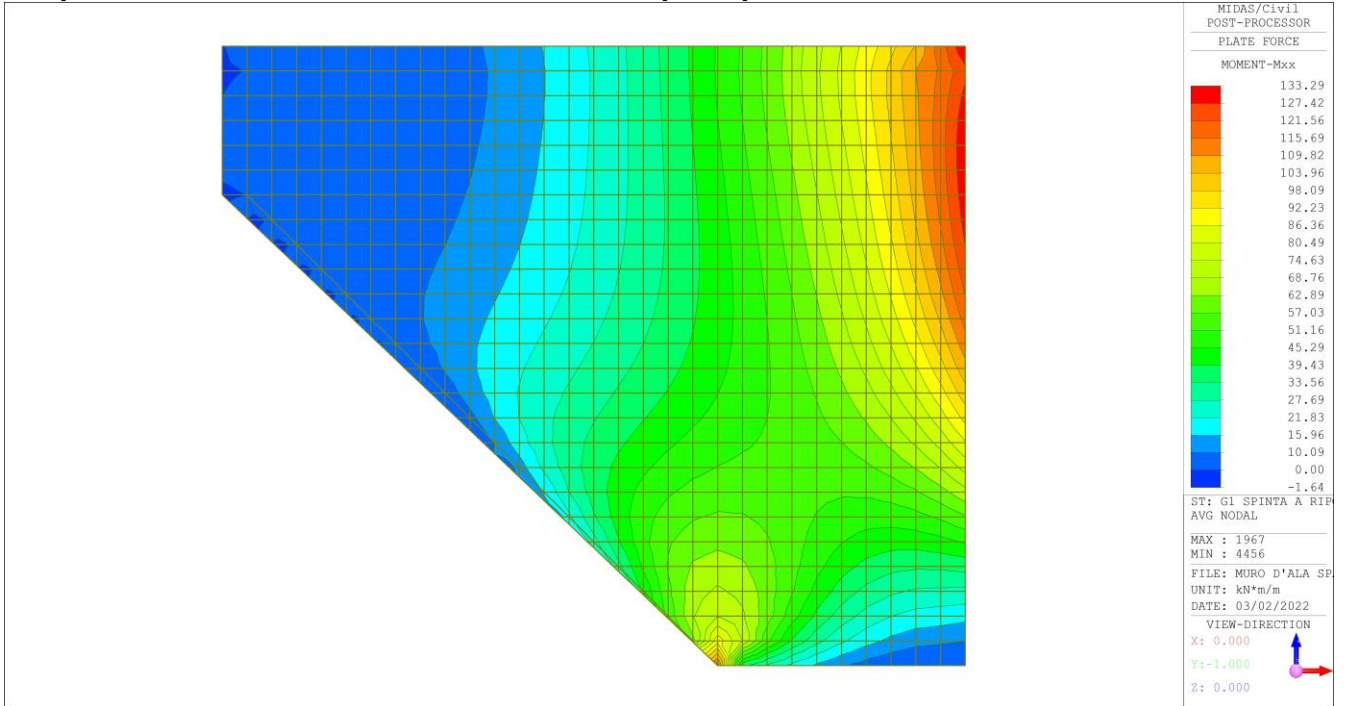


Figura 84: Momenti orizzontali Mxx spinta terreno statica

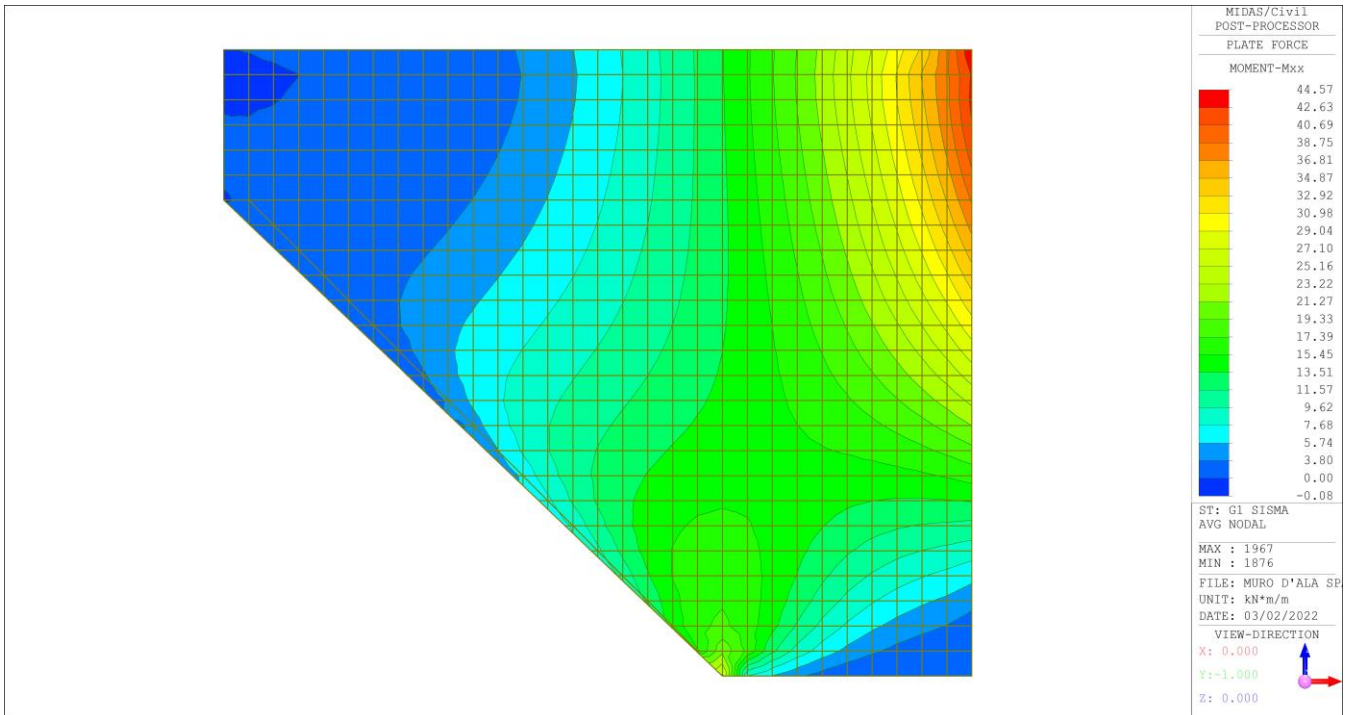


Figura 85: Momenti orizzontali Mxx spinta terreno sismica

PROGETTAZIONE ATI:

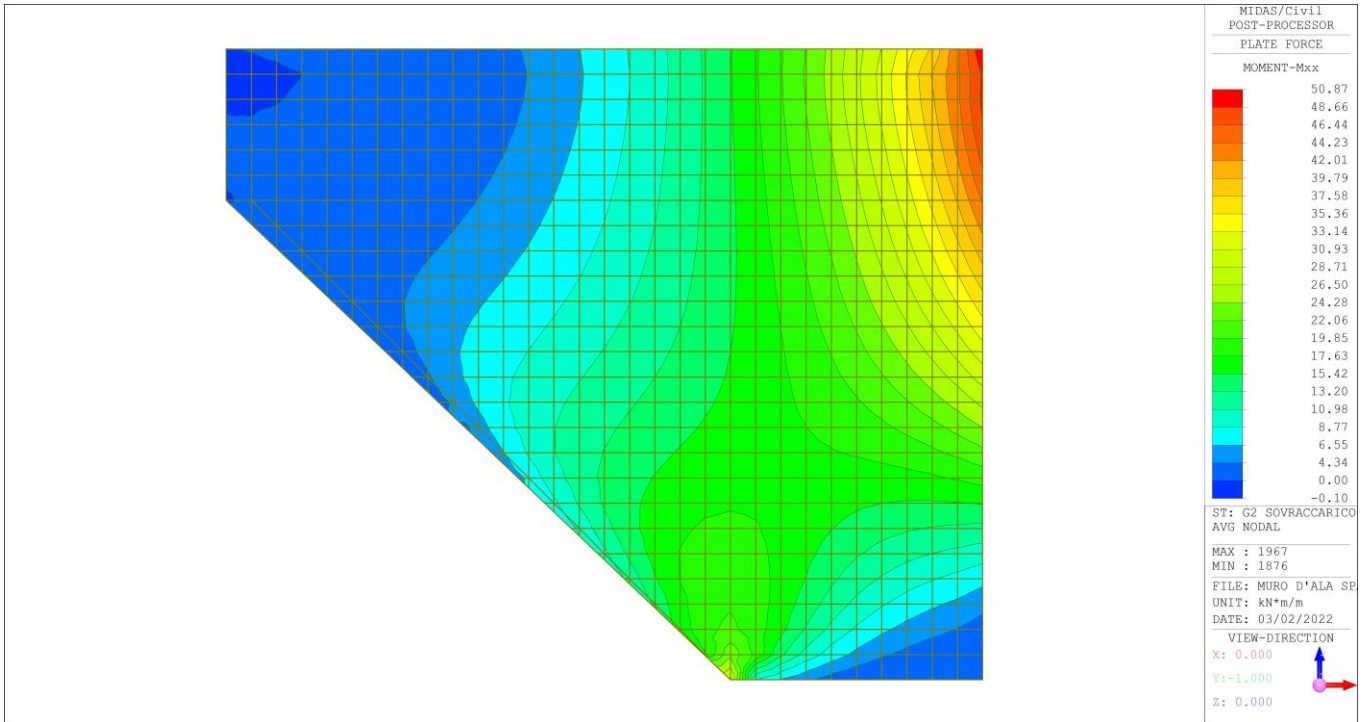


Figura 86: Momenti orizzontali Mxx sovraccarico

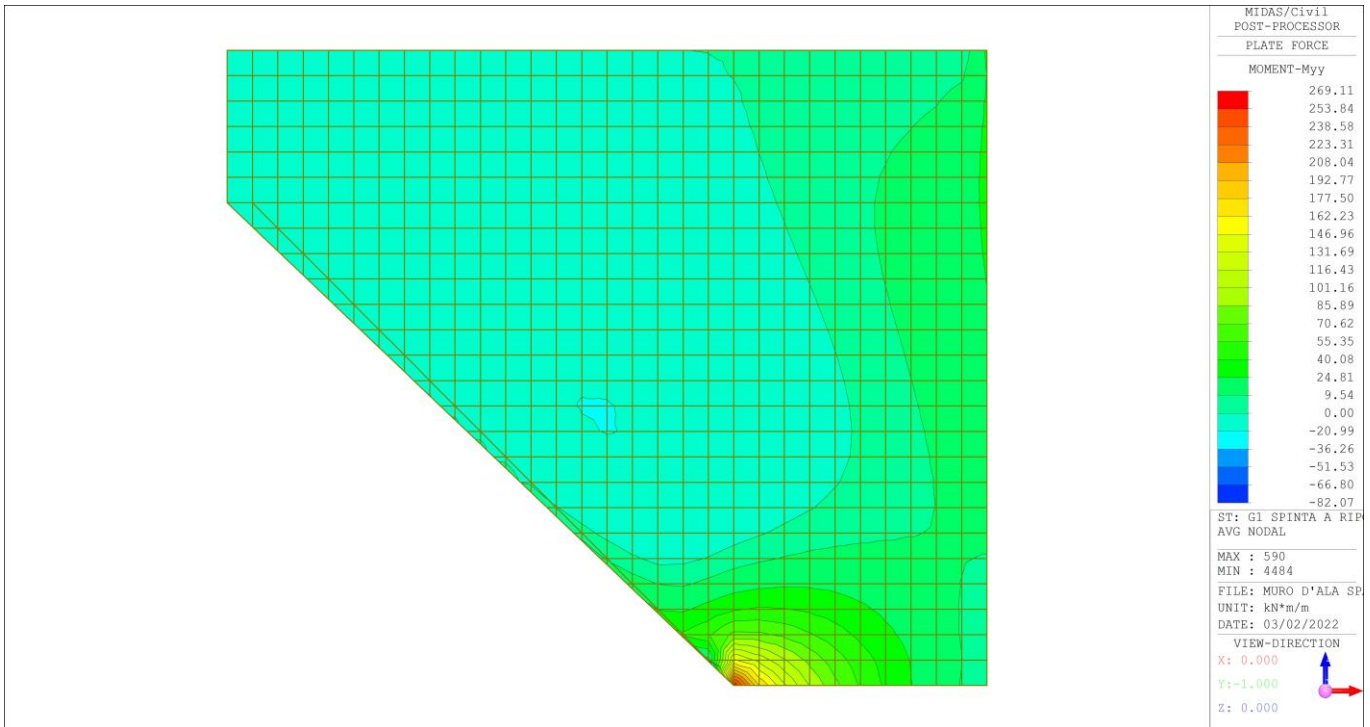


Figura 87: Momenti verticali Myy spinta terreno statica

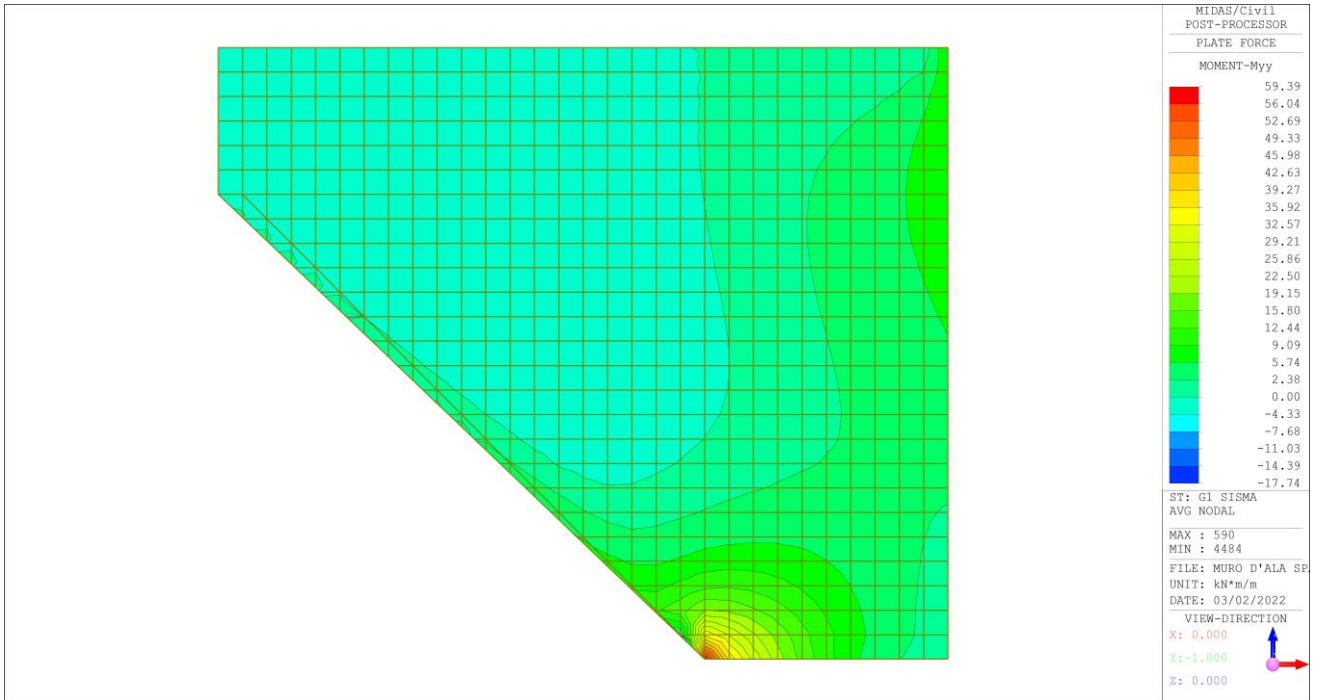


Figura 88: Momenti verticali Myy spinta terreno sismica

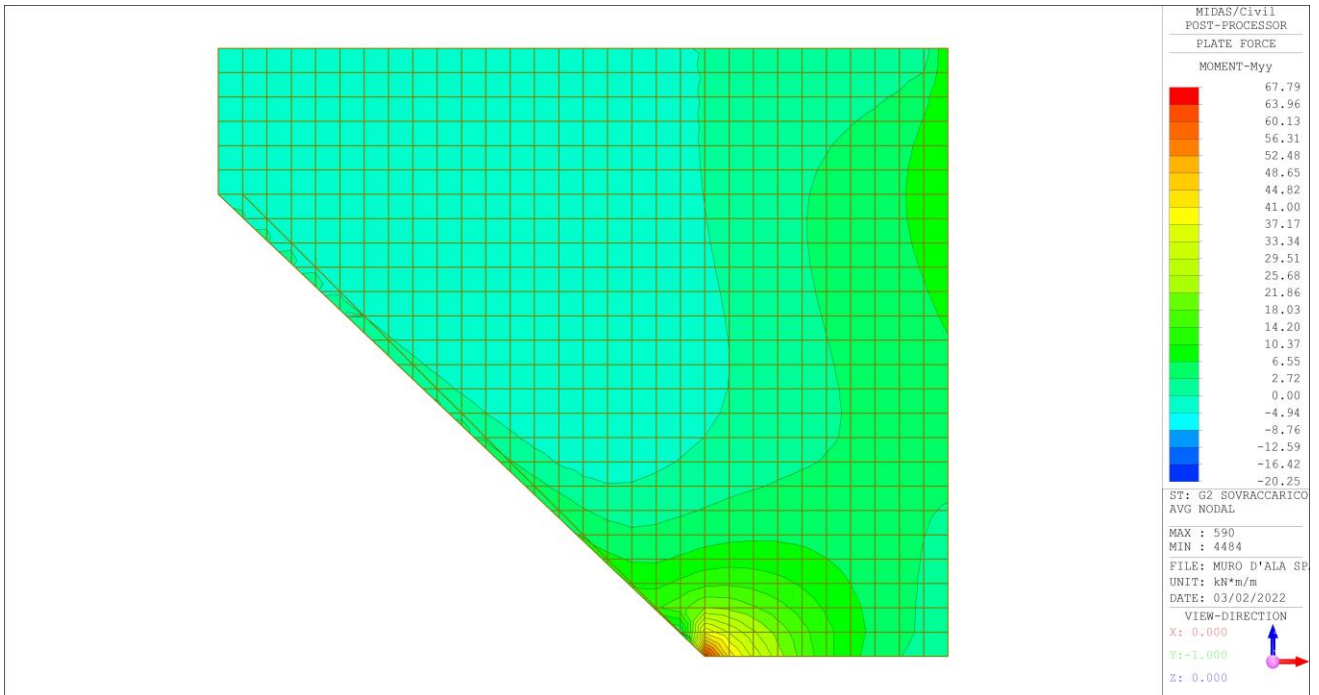


Figura 89: Momenti verticali Myy sovraccarico

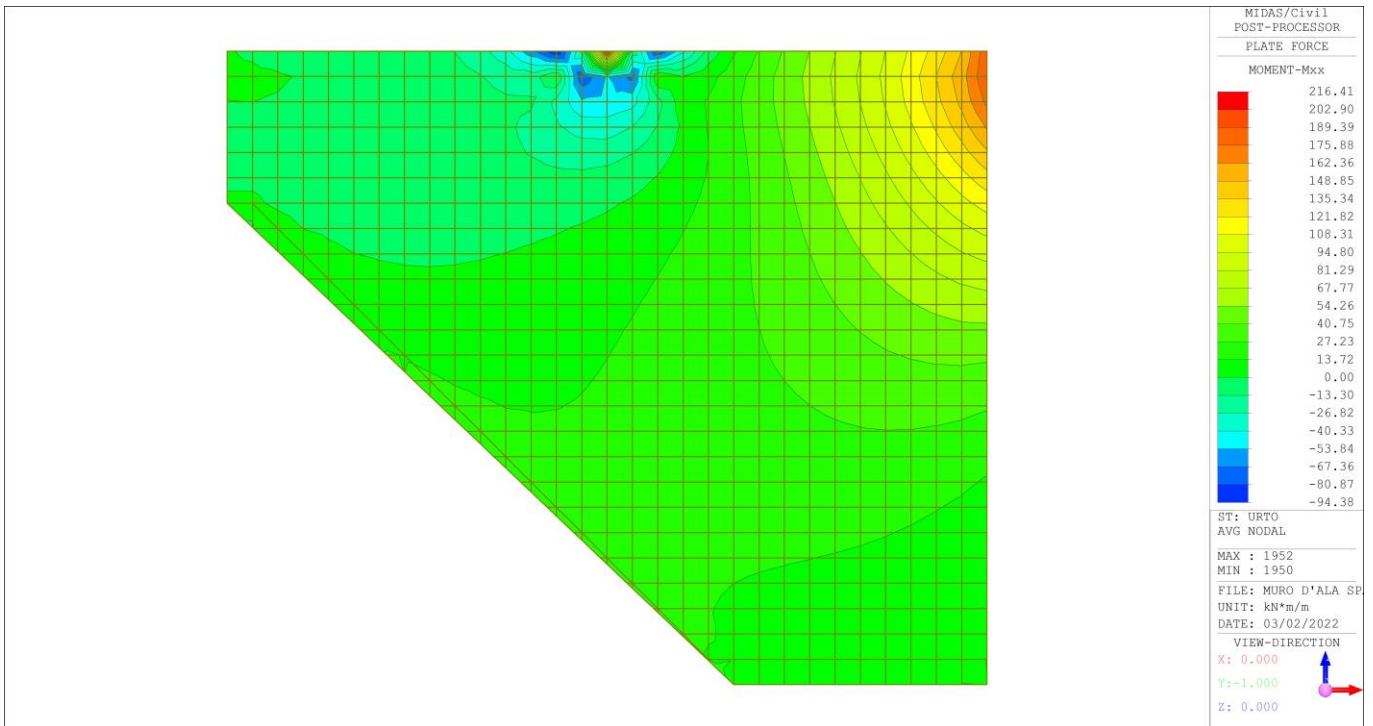


Figura 90: Momenti orizzontali Mxx urto

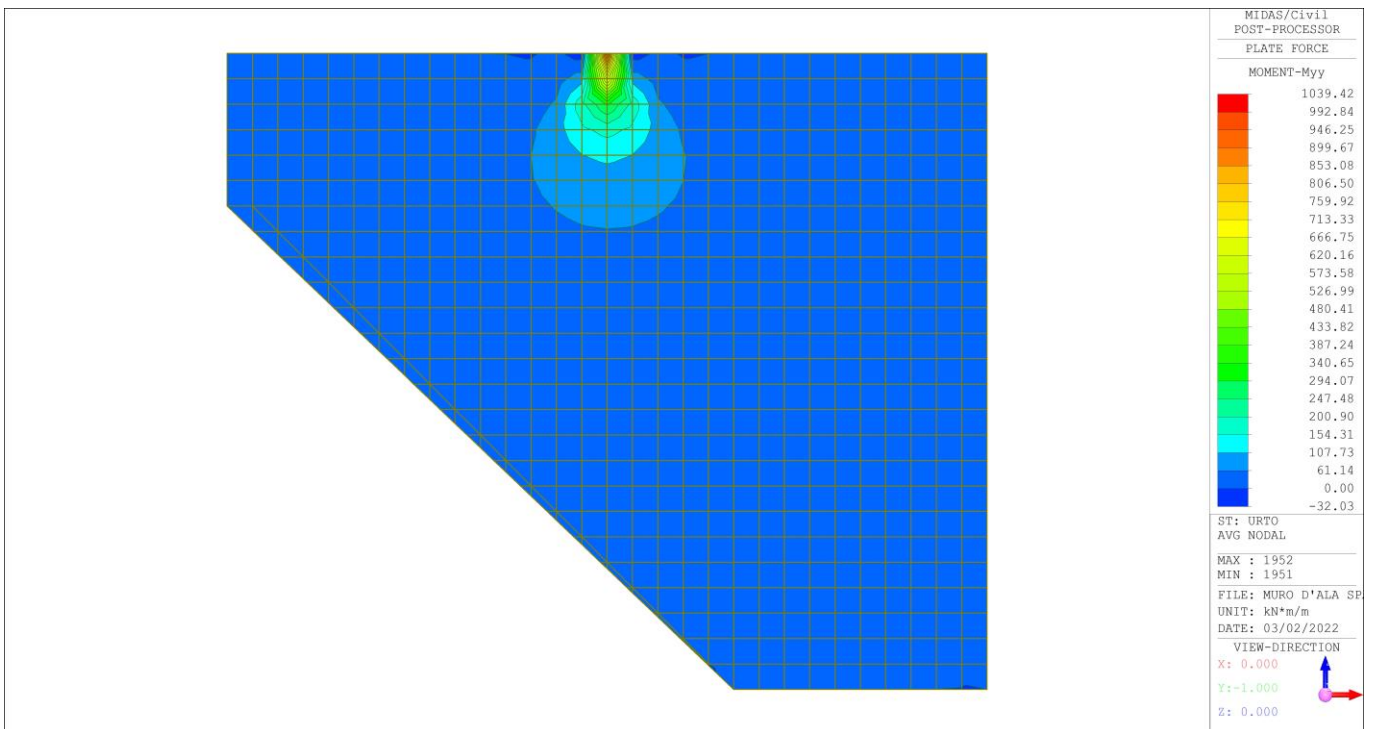


Figura 91: Momenti verticali Myy urto

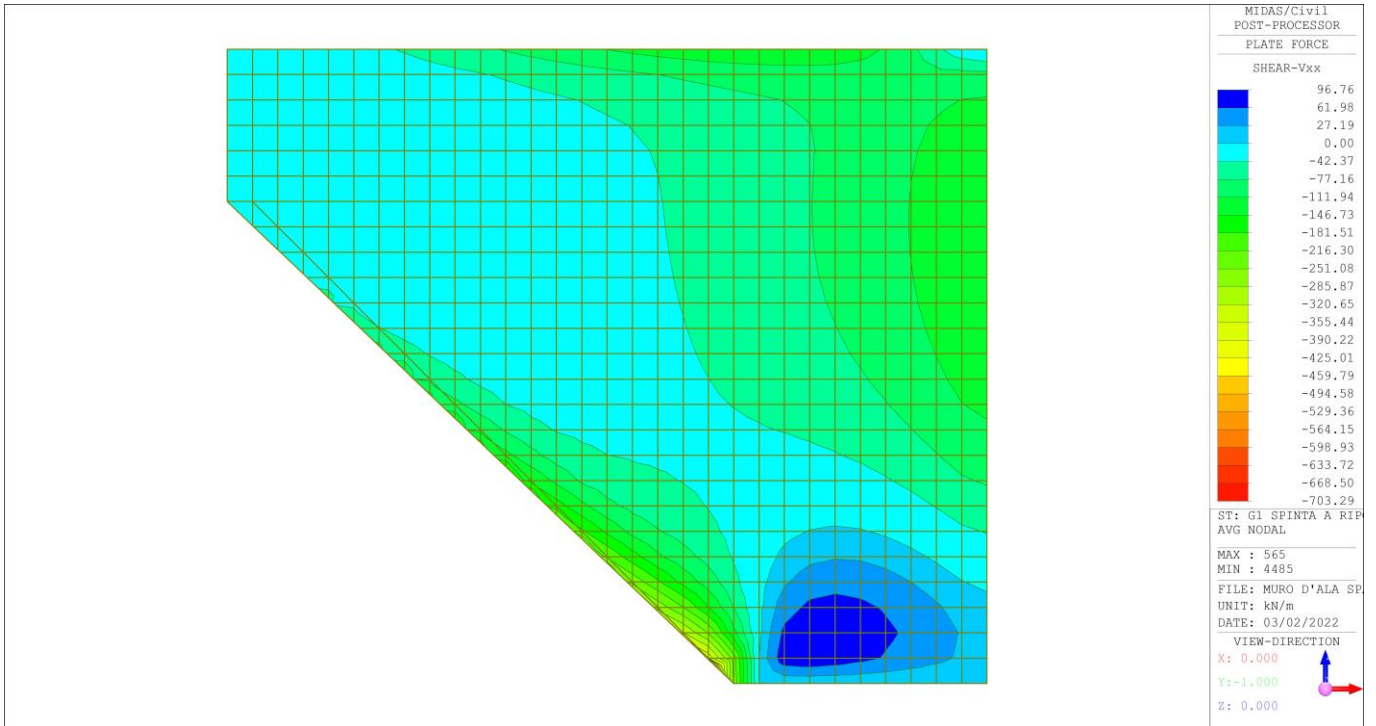


Figura 92: Taglio in direzione orizzontale Vxx spinta del terreno statica

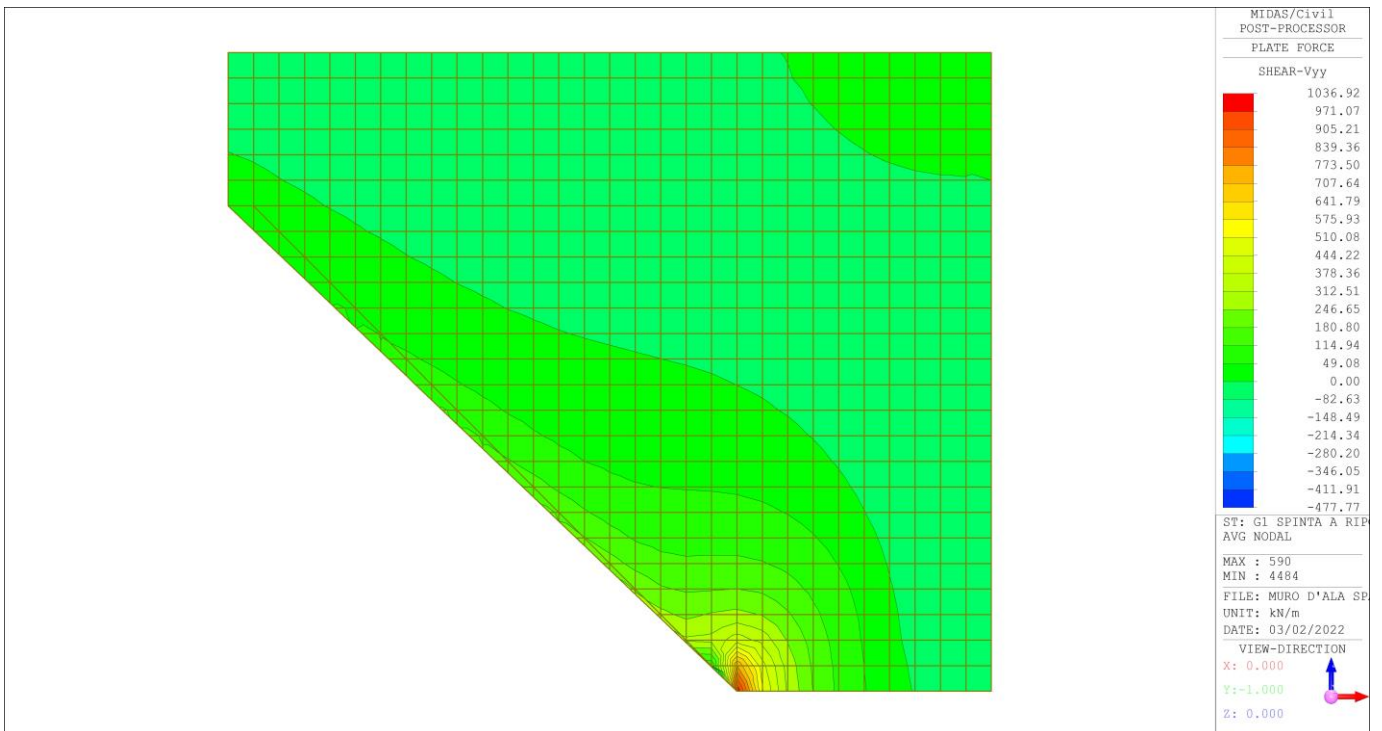


Figura 93: Taglio in direzione verticale Vyy spinta del terreno statica

NOTA: *Momento x-x per armature ferri orizzontali (interni/esterni), momento y-y per armature ferri verticali (interni/esterni).*

Sollecitazioni taglianti e flettenti

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLV

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{19.04 \text{ kN/m}^2}$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = \mathbf{11.73 \text{ kN/m}^2}$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLV,x} = \mathbf{169 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLV,y} = \mathbf{107 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLV,x} = \mathbf{42 \text{ kN/m}}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLV,y} = \mathbf{238 \text{ kN/m}}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{24.75 \text{ kN/m}^2}$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLU,c} = 1.5 \times \sigma_{0,p} = \mathbf{25.80 \text{ kN/m}^2}$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLU,x} = \mathbf{235 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLU,y} = \mathbf{147 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLU,x} = \mathbf{57 \text{ kN/m}}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLU,y} = \mathbf{322 \text{ kN/m}}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU-ECC

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{24.46 \text{ kN/m}^2}$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = \mathbf{15.07 \text{ kN/m}^2}$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLU,x} = \mathbf{356 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLU,y} = \mathbf{152 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLU,x} = \mathbf{26 \text{ kN/m}}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLU,y} = \mathbf{253 \text{ kN/m}}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLE_r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{19.04 \text{ kN/m}^2}$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLE_r,c} = 1.0 \times \sigma_{0,p} = \mathbf{17.20 \text{ kN/m}^2}$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE_r,x} = \mathbf{174 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE_r,y} = \mathbf{109 \text{ kNm/m}}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLE_f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{19.04 \text{ kN/m}^2}$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLE_f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = \mathbf{12.90 \text{ kN/m}^2}$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE_f,x} = \mathbf{162 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE_f,y} = \mathbf{104 \text{ kNm/m}}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLE_{qp},t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = \mathbf{19.04 \text{ kN/m}^2}$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLE_{qp},c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = \mathbf{0.00 \text{ kN/m}^2}$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE_{qp},x} = \mathbf{129 \text{ kNm/m}}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE_{qp},y} = \mathbf{88 \text{ kNm/m}}$

10.4.3 VERIFICHE STRUTTURALI: ARMATURE E RESISTENZA A TAGLIO

10.4.4 VERIFICA ARMATURE ORIZZONTALI

10.4.4.1 Verifica armature orizzontali

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:

rettangolare

Elemento strutturale a verifica:

(elemento strutturale)

Tipo di elemento a verifica:

"piastra"

Larghezza sezione:

b = 1000 mm

Altezza sezione:

h = 400 mm

Copriferro nominale (barre longit. portanti):
inteso delle armature più esterne)

$c_{nom} = 56$ mm (in questo calcolo, non

Armatura longitudinale disposta (tesa):

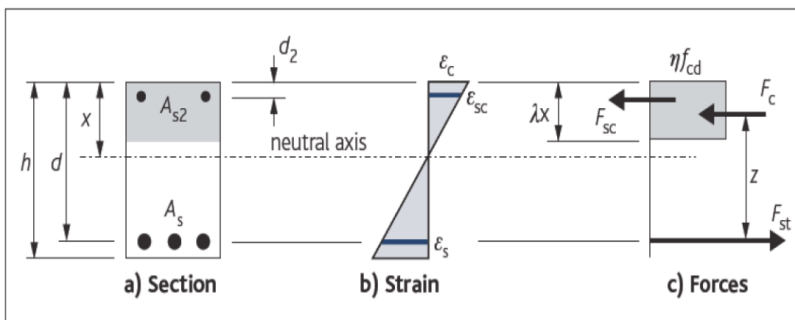
$A_s = \phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)

Armatura longitudinale disposta (compressa):

$A_{s2} = \phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)

Armatura di cucitura a taglio disposta:

almeno $A_{sw} = 3801$ mm²/m



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):

$M_{Ed} = 142$ kNm

Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)

$V_{Ed} = 21$ kN

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):

$M_{QP} = 91$ kNm

Sollecitazione flettente (comb. frequente):

$M_{FR} = 103$ kNm

Sollecitazione flettente (comb. rara):

$M_{RA} = 107$ kNm

Limite max aperture fessure per comb. QP:

$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq.

4.1.2.2.4)

Limite max aperture ferrure per comb. FR:

$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq.

4.1.2.2.4)

Resistenza a compressione cls (comb. rara):

$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm² (NTC2018,

eq. 4.1.15)

PROGETTAZIONE ATI:

Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = \mathbf{14.40 \text{ N/mm}^2}$
(NTC2018, eq. 4.1.16)

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360.0 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.781	0.239	0.450	0.433	0.318	0.314	0.318

Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:

$$f_{ck} = \mathbf{32 \text{ N/mm}^2}$$

Resistenza cubica cls:

$$f_{ck,cube} = \mathbf{40 \text{ N/mm}^2}$$

Classe di resistenza cls:

C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)

Resistenza di calcolo a trazione (cls):
NTC2018, eq. 4.1.4)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = \mathbf{1.41 \text{ N/mm}^2} \text{ (da$$

Resistenz di calcolo a compressione (cls):
4.1.3)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{18.13 \text{ N/mm}^2} \text{ (NTC2018, eq.}$$

Coefficiente per condizione di aderenza:
p.to 8.4.2)

$$\eta_1 = 0.7 \text{ (considerata "bassa aderenza", EC2}$$

Coefficiente per diametro delle barre armatura:

$$\eta_2 = 1.0 \text{ (per diametri minori di 32 mm)}$$

Tensione ultima di aderenza (barre nervate):

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = \mathbf{2.22 \text{ N/mm}^2}$$

(EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)

Diametro armature longitudinali:

$$\phi = \mathbf{22 \text{ mm}} \text{ (diametro di riferimento, assunto)}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO D'ALA ORIZZONTALE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	38,01	5,6
			2	38,01	34,4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 356 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,13
ϵ_s / E_c 15 ‰	f_{cc} / f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$G_{c,adm}$ 11,5
$C_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6933
	τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 456 kNm

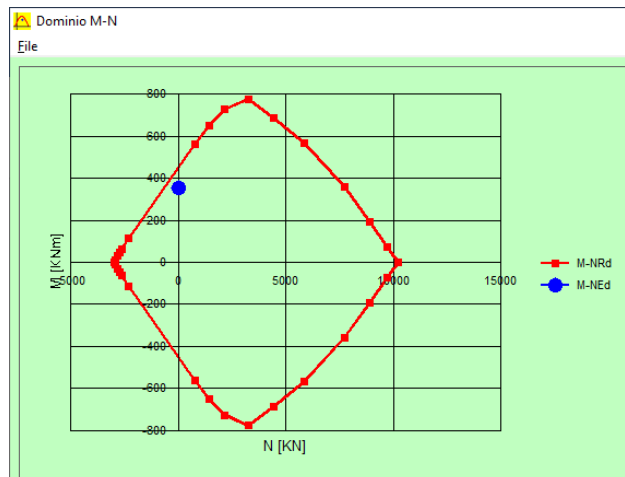
σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 14,1 ‰
d 34,4 cm
x 6,841 x/d 0,1989
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U. S.L.U.
 Metodo n

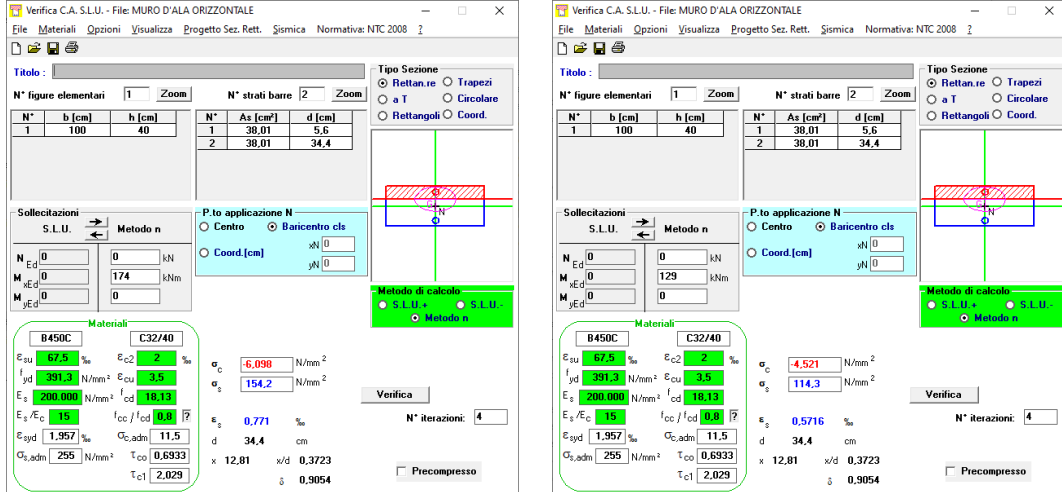
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



La verifica risulta soddisfatta $M_{Rd}=456$ kNm. $FS=1.28$.

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)



$\sigma_{s,RA} = 114.3 \text{ N/mm}^2;$
 $\sigma_{c,QP} = 4.521 \text{ N/mm}^2;$
 $\sigma_{c,RA} = 6.098 \text{ N/mm}^2;$

Risulta, quindi:

$\sigma_{s_RA} = \sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.318; " \leq 1 "$
 $\sigma_{c_QP} = \sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.314; " \leq 1 "$
 $\sigma_{c_RA} = \sigma_{c,RA} / \sigma_{c,tara} = 0.318; " \leq 1 "$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
 Max apertura fessure (comb. frequente): $w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 400 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 344 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 56 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ 3801 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{cd} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 114.3 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 128.1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_c 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 3801 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 140000 [mm ²]
	$A_{c,eff,2}$ 90633 [mm ²]
	$A_{c,eff,3}$ 200000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ 90633 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff}$ 0.04194 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000343 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0.000391 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000391 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	
Diametro equivalente delle barre	s 100 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	ϕ_{eq} 22.00 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$s_{max,eff}$ 280 [mm]
	k_1 0.800 [-]
	k_2 0.500 [-]
	k_3 3.400 [-]
	k_4 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ 242 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 353 [mm]
	$s_{r,max}$ 242 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_{k,lim}$ 0.20 [mm]
	w_k 0.09 [mm]

$$w_{k_QP} = 0.09 \text{ mm}$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 400 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 344 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 56 [mm]
Ricoprimiento dell'armatura	c = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,1} = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,1} = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 3801 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 143.6 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 128.1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α ₀ = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 3801 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} = 140000 [mm ²] A _{c,eff,2} = 90633 [mm ²] A _{c,eff,3} = 200000 [mm ²] A _{c,eff,min} = 90633 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{s,eff} = 0.04194 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k ₁ = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000431 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.} = 0.000538 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] = 0.000538 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 280 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max,1} = 242 [mm]
	s _{r,max,2} = 353 [mm]
	s _{r,max} = 242 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _{k,lim} = 0.30 [mm] w _k = 0.13 [mm]

$$w_{k,FR} = 0.13 \text{ mm}$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max_FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

$f_{ck} =$	32 Mpa	
$\gamma_C =$	1.5	
$f_{cd} =$	18.13 Mpa	
$H =$	400 mm	
$b_w =$	1000 mm	
$d =$	344 mm	
$A_C = b_w H =$	400,000 mmq	
$k =$	1.762	
$v_{min} =$	0.463	
$A_{sl} =$	38.01	cmq/tesi
$\rho_{sl} =$	0.0110	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.000 Mpa	
$[0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}]b_w d =$	159,365 N =	159.36 kN
$(v_{min} + 0,15\sigma_{cp})b_w d =$	159,365 N =	159.36 kN
$V_{Rd} =$ (eq. 6.2.a - E.C.2)	238,798 N =	238.80 kN

ok – Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.239$

10.4.4.2 Verifica armature verticali

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica: rettangolare

Elemento strutturale a verifica:

(elemento strutturale)

Tipo di elemento a verifica:

"piastra"

Larghezza sezione:

$b = 1000$ mm

Altezza sezione:

$h = 400$ mm

Copriferro nominale (barre longit. portanti):
armature più esterne)

$c_{nom} = 78$ mm (in questo calcolo, inteso delle

Armatura longitudinale disposta (tesa):

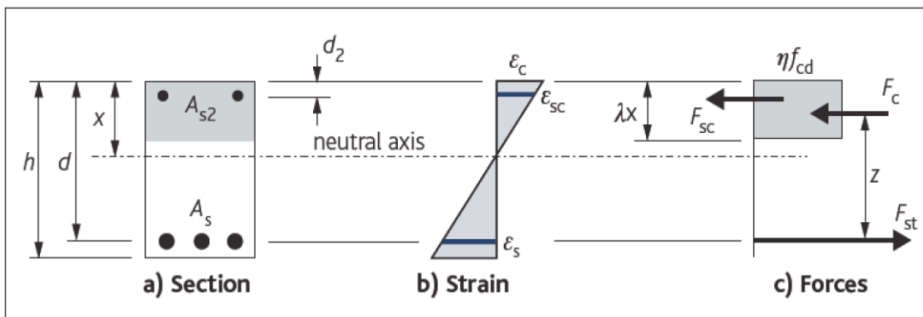
$A_s = \phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)

Armatura longitudinale disposta (compressa):

$A_{s2} = \phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)

Armatura di cucitura a taglio disposta:

almeno $A_{sw} = 3801$ mm²/m



← Schema di calcolo

sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):

$M_{Ed} = 152$ kNm

Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)

$V_{Ed} = 322$ kN

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):

$M_{QP} = 88$ kNm

Sollecitazione flettente (comb. frequente):

$M_{FR} = 104$ kNm

Sollecitazione flettente (comb. rara):

$M_{RA} = 109$ kNm

Limite max aperture fessure per comb. QP:

$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)

Limite max aperture fessure per comb. FR:

$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)

Resistenza a compressione cls (comb. rara):
eq. 4.1.15)

$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm² (NTC2018,

Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):
eq. 4.1.16)

$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm² (NTC2018,

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):
4.1.17).

$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm² (NTC2018, eq.

PROGETTAZIONE ATI:

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

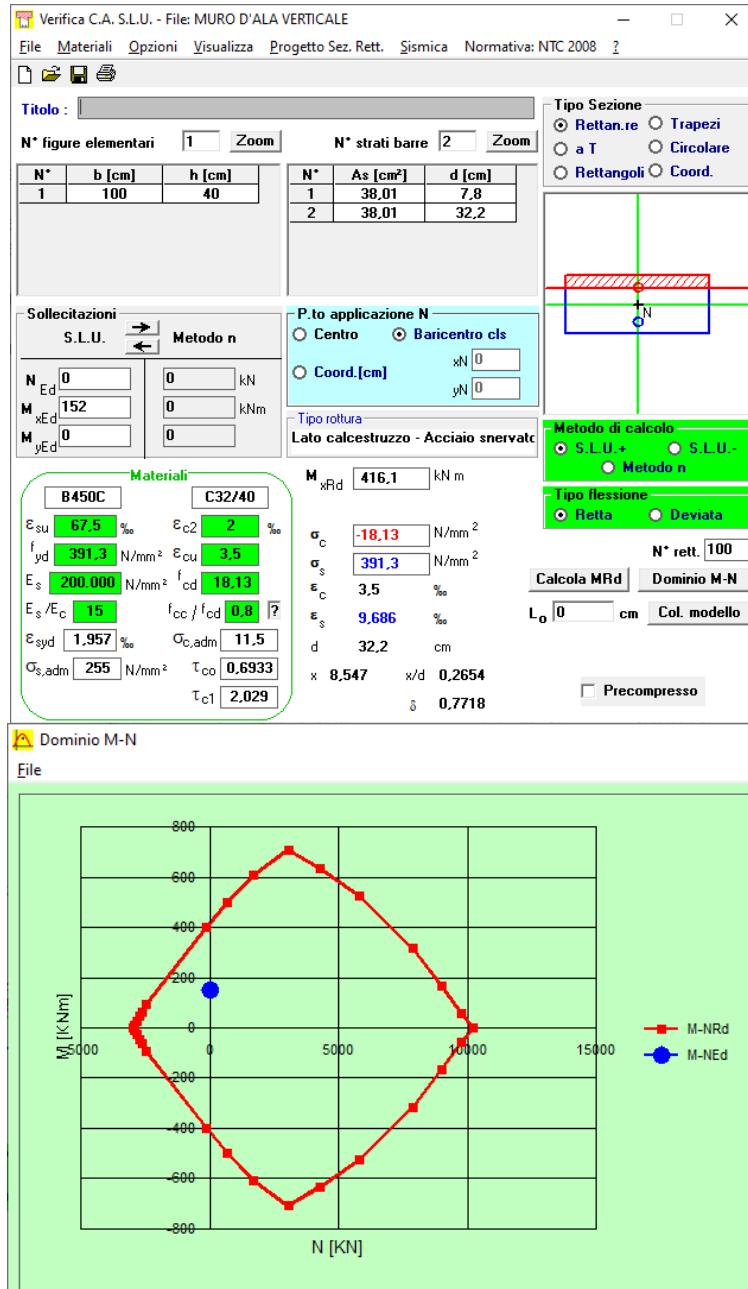
Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.365	0.350	0.300	0.267	0.294	0.262	0.243

Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

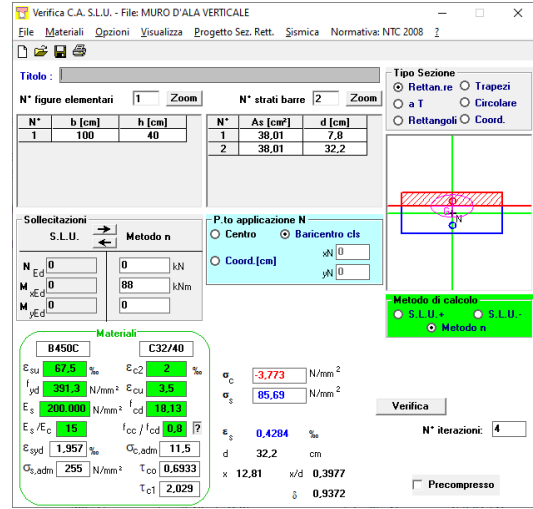
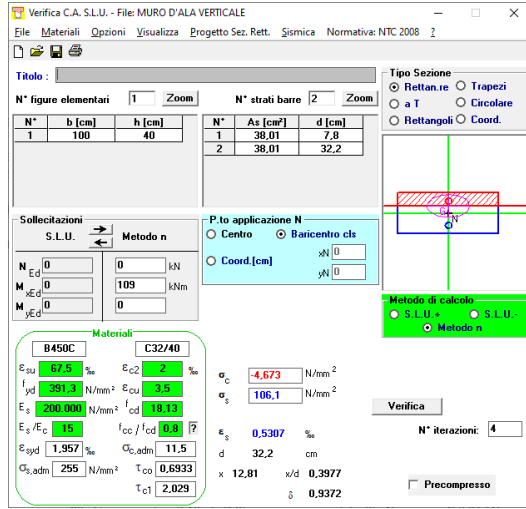
Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.I

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.I)
Resistenza di calcolo a trazione (cls): eq. 4.1.4)	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018,
Resistenz di calcolo a compressione (cls): 4.1.3)	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq.
Coefficiente per condizione di aderenza: 8.4.2)	$\eta_1 = 0.7$ (considerata “bassa aderenza”, EC2 p.to
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 22 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)



La verifica risulta soddisfatta $M_{Rd}=416.1$ kNm. $FS=2.74$.

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)



$\sigma_{s,RA} = 106.1 \text{ N/mm}^2;$
 $\sigma_{c,QP} = 3.773 \text{ N/mm}^2;$
 $\sigma_{c,RA} = 4.673 \text{ N/mm}^2;$

Risulta, quindi:

$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.294 \leq 1$
 $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.262 \leq 1$
 $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.243 \leq 1$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. frequente): $W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	400	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	322	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	78	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	45	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$	10	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$	22	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$	3801	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3.0	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	85.69	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	128.1	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	▼
Coefficiente di omogeneizzazione	α_c	6.00	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_{s,tot}$	3801	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	195000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	90633	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	200000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	90633	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.04194	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_f	0.4	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000257	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0.000248	[-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0.000257	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	100	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	22.00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$	280	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0.800	[-]
	k_2	0.500	[-]
	k_3	3.400	[-]
	k_4	0.425	[-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	$s_{r,max,1}$	242	[mm]
	$s_{r,max,2}$	353	[mm]
	$s_{r,max}$	242	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$W_{k,lim}$	0.20	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0.06	[mm]

$W_{k_QP} = 0.06$ mm

Risulta, per combinazione frequente: $W_k \leq W_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 400 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 322 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 78 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,1} = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,1} = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 3801 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 101.3 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 128.1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _s = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 3801 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} = 195000 [mm ²]
	A _{c,eff,2} = 90633 [mm ²]
	A _{c,eff,3} = 200000 [mm ²]
	A _{c,eff,min} = 90633 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{s,eff} = 0.04194 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _t = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000304 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.} = 0.000326 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] = 0.000326 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 280 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k ₁ = 0.800 [-]
	k ₂ = 0.500 [-]
	k ₃ = 3.400 [-]
	k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max,1} = 242 [mm]
	s _{r,max,2} = 353 [mm]
	s _{r,max} = 242 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	w _{k,lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.08 [mm]

$$w_{k,FR} = 0.08 \text{ mm}$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max,FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in presenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.3, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

$f_{ck} =$	32	MPa
$f_{yd} =$	391.30	Mpa
$f_{cd} =$	18.1	MPa
$b_w =$	1000	mm
$d =$	344	mm
<hr/>		
$N_{Ed} =$	0.E+00	N (compr)
$V_{Ed} =$	0	N
$\cotg\theta = \in [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00	(accettabile)
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00	
<hr/>		
staffe $\phi =$	22	mm
numero bracci resistenti sezione	2	
passo "s" =	10	cm
$A_y/s =$	76.01	cm ² /m
$\alpha =$	90	° = 1.5708 rad
<hr/>		
A_c	400,000	mmq
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	0.000	Mpa
$\alpha_c =$	1.00	
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	9.E+05	N = 921.05 kN
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	1.E+06	N = 1403.52 kN

$$V_{Rds} = 921.05 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 1403.52 \text{ kN}$$

Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio $V_{Ed}/V_{Rd,cls}=0.350$