

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP G21B1 30006 60005

WBS B25.A31N.L1

COMMESSA J16L1

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

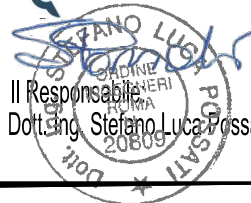
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renzo



PROGETTAZIONE:



Il Responsabile
Dott. Ing. Stefano Luca Possati



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MINORI**
Cavalcavia
Cavalcavia via Colombara
Relazione di calcolo Impalcato

Progressivo Rev.
08 01 01 001 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: --
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	3TI PROGETTI - DI SANZO	M. SORGE	S.L.POSSATI	NOME FILE: J16L1_08_01_01_001_0103_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	3TI PROGETTI - DI SANZO	M. SORGE	S.L.POSSATI	CM. PROGR. FG. LIV. REV.
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	3TI PROGETTI - PIERUCCI	M. SORGE	S.L.POSSATI	J16L1_08_01_01_001_0103_PD_02

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAVIA VIA COLOMBARA

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL’OPERA.....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4. SOFTWARE UTILIZZATI.....	11
4.1. Convenzioni generali per le verifiche e le analisi globali.....	12
5. IMPOSTAZIONI DI ANALISI E DELLE VERIFICHE	14
5.1. Analisi della struttura composta.....	14
5.1.1 Fasi	14
5.2. Dati generali delle sezioni di impalcato	16
5.2.1 Viscosita' e ritiro (en 1992-1-1, en 1994).....	16
5.2.2 Larghezze collaboranti di soletta	18
5.2.3 Caratteristiche sezioni di impalcato	19
5.2.4 Proprietà geometrico-statiche	22
5.2.5 Proprietà plastiche delle sezioni	23
6. IMPALCATO.....	25
6.1. Analisi dei carichi.....	25
6.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)	25
6.1.2 Carichi permanenti portati (g_2)	25
6.1.3 Ritiro (e_2) e Temperatura (e_3).....	26
6.1.4 Cedimenti vincolari (ϵ_4)	26
6.1.5 Carichi mobili (q_1)	26
6.1.6 Frenamento (q_3)	28
6.1.7 Vento (q_5)	29
6.1.8 Resistenze passive dei vincoli (q_7).....	31
6.1.9 Urto di veicolo in svio (q_8)	31
6.1.10 Azione sismica	33
6.2. Combinazioni di carico.....	35
6.2.1 Combinazioni per gli SLU.....	35
6.2.2 Combinazioni per lo SLE “respiro delle anime”	37
6.2.3 Combinazioni per lo SLE di controllo delle tensioni.....	38
7. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	40

7.1.	Sollecitazioni travi.....	41
7.1.1	SLU fondamentale Fase 1 (g1.a, g1.b).....	42
7.1.2	SLU fondamentale Fase 2 (g2)	43
7.1.3	SLU fondamentale Fase 3b (mobili).....	44
	SLU fondamentale.Mmax e Mmin.....	45
7.1.4	SLU fondamentale.Vmin-max.....	45
7.1.5	SLS caratteristica.Mmax e Mmin	46
7.1.6	SLS caratteristica.Vmax e Vmin	46
7.1.7	SLS frequente.Mmax e Mmin	47
7.1.8	SLS frequente. Vmax e Vmin.....	47
8.	VERIFICHE DI RESISTENZA	48
8.1.	Travi principali.....	48
8.1.1	Generalita’	48
8.1.2	Slu – resistenza delle sezioni	49
8.1.3	Verifiche delle sezioni.....	51
8.1.4	Riepilogo coefficienti di sfruttamento	51
8.1.5	Sle – limitazioni delle tensioni	54
8.1.6	Riepilogo dei coefficienti di sfruttamento.....	54
8.1.7	S.L.E. – “web breathing”.....	54
9.	VERIFICA CONNESSIONE TRAVE SOLETTA	56
9.1.1	Generalità	56
9.1.2	Caratteristiche piolatura	61
1.1.1	Verifica plastica S.L.U.	62
9.2.	Verifiche a fatica	63
9.2.1	Generalità	63
9.2.2	Verifiche.....	69
9.3.	Verifica di deformabilità.....	74
9.4.	Traversi.....	75
9.4.1	Sollecitazioni	75
9.4.2	Verifiche.....	76
9.5.	Trave di spina.....	78
9.5.1	Sollecitazioni	78
9.5.2	Verifiche.....	79

10. SOLETTA.....	80
10.1. Analisi trasversale	80
10.2. Combinazioni di carico.....	94
10.3. Sollecitazioni.....	96
10.3.1 Schema di carico 1 – zona interna soletta	96
10.3.2 Schema di carico urto veicolo – zona interna soletta.....	99
10.3.3 Schema di carico 1– zona di bordo soletta	100
10.3.4 Schema di carico urto veicolo – zona di bordo soletta.....	103
10.3.5 Schema di carico 2 – zona interna soletta	103
10.3.6 Schema di carico 2 – zona bordo soletta	106
10.4. Verifiche	110
10.5. Verifica trasmissione sforzo di taglio fra le lastre predalles e la soletta gettata in opera	128
11. APPOGGI.....	129
12. VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO	130
12.1. Verifica tensionale.....	133
13. VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO	135
13.1. Tipi di analisi svolta	135
13.2. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo.....	135
13.3. Affidabilità dei codici di calcolo.....	135
13.4. Modalità di presentazione dei risultati.....	136
13.5. Informazioni generali sull’elaborazione	136
13.6. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	136

1. Descrizione dell’opera

Il cavalcavia oggetto della presente relazione di calcolo è ubicato alla progressiva 1+696.45 dell’autostrada Valdastico A31 Nord.

La sede stradale presenta due corsie di marcia da 3,75 m e banchine laterali da 0,50m ed interne. A tergo delle barriere è previsto un cordolo da 2,00 m.

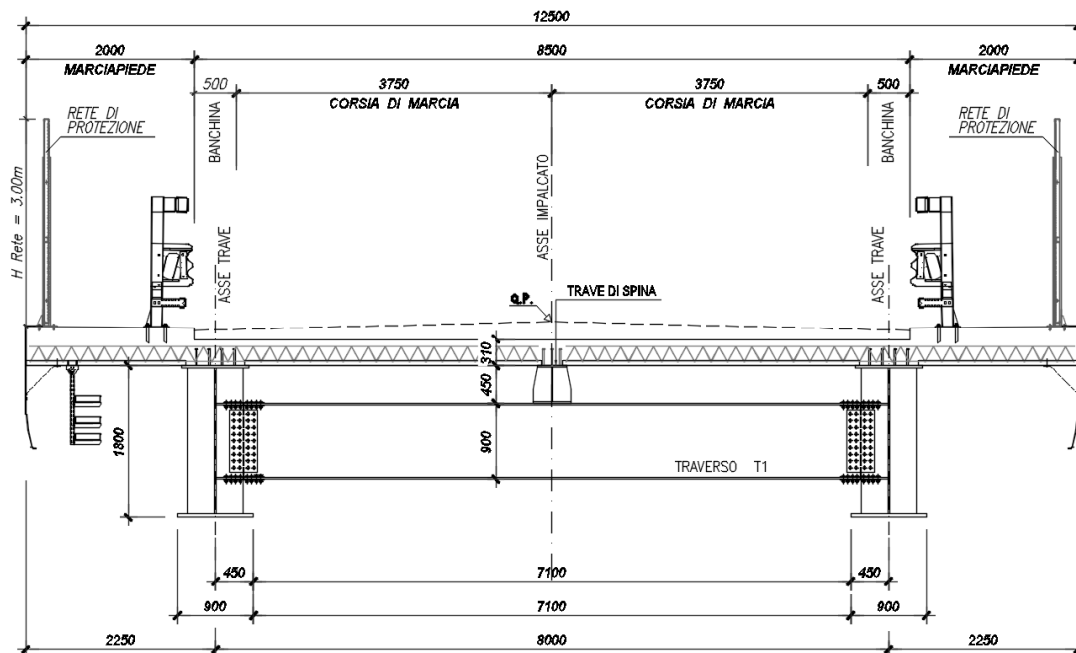


Immagine 1: Sezione trasversale impalcato.

L’impalcato in acciaio presenta un’unica luce tra gli appoggi pari a 36,00m e la tipologia strutturale è a via di corsa superiore. Le travi principali, saldate a doppio T e distanziate di 8,00 m, hanno un’altezza costante pari 1800mm.

Ad interasse costante di 4,00 m vengono posizionati i traversi (anch’essi in composizione saldata)

In corrispondenza di ciascun traverso è presente, su ciascuna trave, un irrigididente verticale interno all’anima. Solamente in corrispondenza degli appoggi sono presenti anche dei piatti singoli sul lato esterno dell’anima.

Al di sopra delle travi e dei traversi, in direzione perpendicolare all’asse d’impalcato, viene disposta una lastra predalle da 6 cm che funge da cassero a perdere per il getto della soletta in c.a. dello spessore minimo di 25 cm.

Al fine di contenere la luce delle predelle, in corrispondenza della mezzeria del trasverso è posta una trave di spina (a doppio T in composizione saldata) dipostata lungo l’asse longitudinale dell’impalcato.

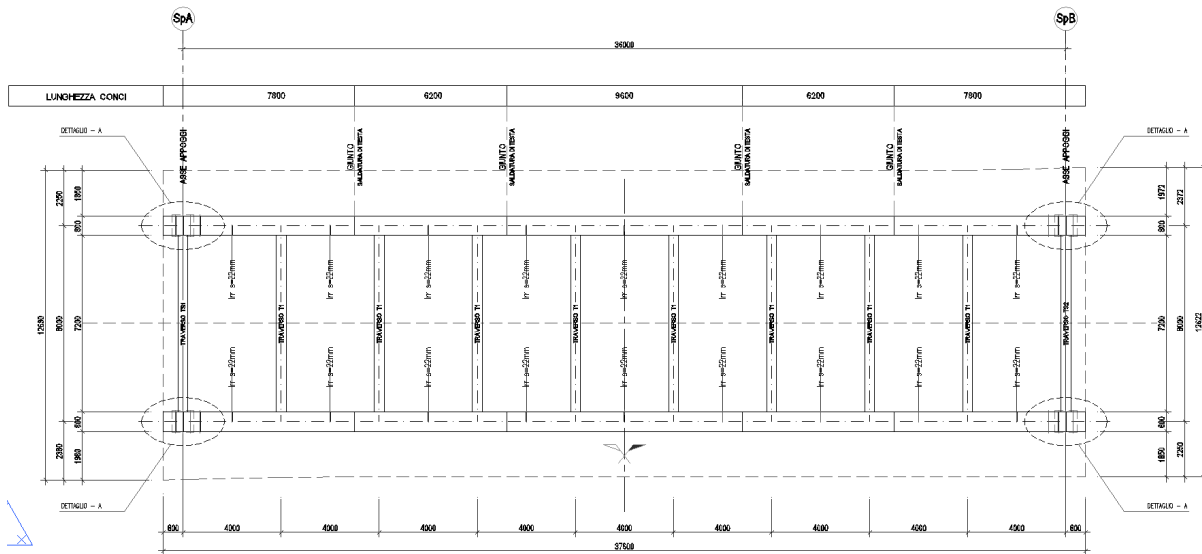


Immagine 2: Sezione trasversale impalcato.

Tutti gli elementi di carpenteria metallica dell’impalcato vengono realizzati in acciaio CorTen.

Lo schema di vincolo dell’impalcato prevede l’utilizzo di isolatori elastomerici in corrispondenza delle spalle. Tale schema di vincolo comporta l’adozione di giunto a doppio scorrimento (longitudinale e trasversale) in corrispondenza delle spalle.

2. Normativa di riferimento

La presente relazione è redatta in conformità con le prescrizioni di cui alle normative di seguito elencate:

L. n°1086 5 novembre 1971: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.

D.M. 14/01/2008 : “Norme tecniche per le costruzioni”.

CIRCOLARE 02/02/2009 N 617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”.

UNI EN 1993-1-1:2005: “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

UNI EN 1993-1-5:2005: “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”.

UNI EN 1993-1-9:2005: “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-9: Fatica”.

UNI EN 1993-2:2007: “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”.

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 1994-2:2006: “Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e per i ponti”.

EUR 22898 EN-2007: “Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 - Plated structural elements” – JRC European Commission, October 2007.

UNI EN 1993-5:2007: “Eurocodice 3 – Parte 5: Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole”.

3. Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo per soletta

Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione	XC4/XF4
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=32$ MPa
Modulo elastico	$E_c= 33346$ MPa
Contenuto minimo di cemento	360 kg/mc
Rapporto a/c	0,4
Classe di consistenza	S4
Copriferro	60 mm
Massima dimensione dell'aggregato	20 mm

Calcestruzzo per predalle

Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione	XC4/XF4
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=32$ MPa
Modulo elastico	$E_c= 33346$ MPa
Contenuto minimo di cemento	350 kg/mc
Rapporto a/c	0,4
Classe di consistenza	S4
Massima dimensione dell'aggregato	20 mm
Copriferro*	25 mm

* Elementi soggetti a procedura di verifica del copriferro che prevede la non accettazione di elementi non conformi.

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per elementi saldati	S355J2W+N
Acciaio per elementi non saldati	S355J0W+N
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}= 355$ MPa
Modulo elastico	$E_s= 210000$ MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu= 0,3$

Bulloni

Classe viti (secondo UNI EN 14399-4:2005)	10.9
Tensione di snervamento	900 MPa
Tensione di rottura	1000 MPa
Classe dadi (secondo UNI EN 14399-4:2005)	10

Pioli

Tipo “Nelson” DIN 32500 – Materiale base ST 37-K DIN 17100
Resistenza a rottura acciaio del piolo

$f_t = 450 \text{ MPa}$

Acciaio per strutture in c.a.

Classe acciaio
Tensione caratteristica di rottura
Tensione caratteristica di snervamento

B450C
 $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
 $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

4. Software utilizzati

Si sono utilizzati i seguenti software di calcolo:

- *Microsoft Excel*® della Microsoft Corporation (verifiche a livello sezionale e varie);
- *RC-SEC* della Geo Stru software (verifiche a livello sezionale);
- *VcaSlu* Di Piero Gelfi (verifiche a livello sezionale);
- *SAP2000*® della Computers and Structures, Inc. (determinazione di un’aliquota delle sollecitazioni agenti sulla paratia di pali e sull’impalcato);
- *PONTI EC4* della Alhambra s.r.l. (verifiche travi in acciaio a sezione composta)

L’analisi della struttura viene eseguita tramite modellazione con il metodo degli elementi finiti, adottando il software "SAP2000", fornito da C.S.I. Computers and Structure.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si utilizza il software RC-SEC.

Per le verifiche delle sezioni acciaio calcestruzzo si adotta il programma "Ponti EC4" sviluppato e testato da Alhambra s.r.l.. Il programma opera sulla base di un database di sezioni opportunamente sincronizzato con quello del sistema ad elementi finiti, ed effettua le verifiche di resistenza e di stabilità locale di membrature in acciaio ed acciaio-clt sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto dalle NTC.

In particolare, la procedura opera, per ciascuna sezione, le seguenti verifiche:

- calcolo proprietà geometrico - statiche delle sezioni nelle varie fasi considerate

S.L.U. :

- preclassificazione e classificazione delle sezioni

- pressoflessione (interazione N/M): analisi e verifica plastica di ciascuna sezione, e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico (sezioni classe 1 e 2)

- pressoflessione (interazione N/M): Analisi tensionale elastica su sezione lorda, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico (sezioni di classe 3)

- pressoflessione (interazione N/M): Analisi tensionale elastica su sezione lorda e sezione efficace (depurata dagli effetti del local buckling), con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico (sezioni di classe 4)
- taglio: verifica a taglio plastico, includendo i fenomeni di shear buckling
- interazione pressoflessione - taglio (N-M-V): deduzione del rapporto di sfruttamento finale della sezione
- verifica S.L.U. delle piolature
- deduzione della sovratensione nelle piolature per effetto della plasticizzazione per flessione

S.L.E. :

- verifica elastica S.L. delle tensioni in esercizio
- verifica Web Breathing
- fessurazione soletta
- verifica elastica piolature

4.1. Convenzioni generali per le verifiche e le analisi globali

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: N, Nm

tensioni: N/mm²

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx azione assiale

Fy azione tagliante agente nel piano orizzontale

Fz azione tagliante agente nel piano verticale

Mx momento torcente

My momento flettente agente nel piano verticale

Mz momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell’impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche F_x , F_z , M_y , dal momento che risultano non significativi i contributi F_y , M_x ed M_z .

Le notazioni impiegate sono conformi a quelle impiegate negli Eurocodici ed indicate nei relativi capitoli introduttivi.

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (M_f) in luogo di M_y

V in luogo di F_z

T in luogo di M_x

Nell’ambito dell’adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all’estradosso trave

- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all’intradosso trave

5. Impostazioni di analisi e delle verifiche

5.1. Analisi della struttura composta

La struttura composta acciaio-calcestruzzo verrà analizzata secondo il metodo classico adottato per questi tipi di strutture, che prevede il calcolo delle caratteristiche geometrico-statiche delle varie sezioni sulla base di una sezione equivalente, in cui la porzione in calcestruzzo viene "omogeneizzata" ad acciaio in funzione del rapporto $E_s/E_c(t)$, essendo $E_c(t)$ il modulo elastico del calcestruzzo valutato in funzione del tipo di carico applicato, tenendo conto, ove opportuno, dei fenomeni a lungo termine.

Viene pertanto effettuata l'analisi separata e conseguente sovrapposizione dei quadri tensionali afferenti alle varie "fasi" attraversate dalla struttura, ciascuna delle quali si differenzia dalle altre per lo schema statico di analisi e/o per la proprietà delle sezioni.

5.1.1 Fasi

Le caratteristiche geometrico-statiche delle sezioni di impalcato si differenziano in funzione delle caratteristiche della soletta in c.a., per la quale verranno considerati gli effetti dovuti alla viscosità, sulla base di coefficienti di omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo opportunamente modificati. Nel caso più generale, si studieranno pertanto le seguenti fasi:

- fase 1: assenza soletta (fase iniziale);
- fase 2a: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti applicati ad istante successivo al getto, e di intensità costante nel tempo (es. permanenti di finitura);
- fase 2b: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti applicati ad istante t_1 immediatamente dopo il getto, ed aventi sviluppo nel tempo parallelo a quello dei fenomeni differiti (ritiro);
- fase 2c: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per coazioni e/o cedimenti vincolari imposti all'istante t_1 dal il getto, ed aventi sviluppo nel tempo costante.

fase 3: presenza della soletta, con modulo elastico valutato a breve termine

Per il caso in esame non è prevista l'applicazione di coazioni imposte, pertanto la fase "2c" non verrà considerata.

Per completezza, e viste le incertezze connesse alla deduzione dei parametri reologici del calcestruzzo, le verifiche della travata di impalcato verranno effettuate sia con riferimento al lungo termine (analisi "long term"), sia con riferimento al "breve termine" (analisi "short term"). Nel secondo caso, si trascureranno totalmente i fenomeni differiti (ritiro, viscosità).

La tabella seguente riporta, fase per fase, i vari contributi di carico considerati nei due tipi di analisi.

analisi long term

fase	carico	sezione resistente	connessione
1	peso proprio acciaio+soletta	sezione metallica	non attiva
2a	carichi permanenti portati	sez. omog. con $n=n_L$ perm.	attiva
2b	ritiro	sez. omog. con $n=n_L$ ritiro	attiva
2b	cedimenti vincolari		
3	carichi mobili	sez. omog. con $n=n_0$	attiva
3	variazioni termiche		
3	vento		

analisi short term

fase	carico	sezione resistente	connessione
1	peso proprio acciaio+soletta	sezione metallica	non attiva
3	carichi permanenti portati	sez. omog. con $n=n_0$	attiva
3	carichi mobili		attiva
3	variazioni termiche		attiva
3	vento		attiva

5.2. Dati generali delle sezioni di impalcato

5.2.1 Viscosita' e ritiro (en 1992-1-1, en 1994)

Il calcolo dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio-clc viene condotto secondo le indicazioni riportate nella UNI-EN 1994-2:2006.

Caratteristiche del clc a tempo zero

Resistenza a compressione caratteristica, f_{ck} (N/mm ²),	32.00
Resistenza a compressione media, $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm ²)	40.00
Modulo elastico secante, $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$ k (N/mm ²)	33 345.76
Coefficiente di correzione, k	1.00
Tipo di aggregati presenti nell'impasto	Quarziti
Classe del cemento	N

Coefficienti di omogeneizzazione

Moduli elastici Longitudinali		Moduli elastici Tangenziali	
nE a tempo 0	6.298	nG a tempo 0	5.813
nE(t,t ₀) - Permanenti	17.424	nG(t,t ₀) - Permanenti	16.084
nE(t,t ₀) - Ritiro	13.737	nG(t,t ₀) - Ritiro	12.681
nE(t,t ₀) - Def. imposte	26.588	nG(t,t ₀) - Def. imposte	24.543

Tempo e ambiente

Eta' del calcestruzzo in giorni all'inizio del ritiro per essiccamento, t _s	6
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti, t ₀	28
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro, t ₀	6
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte, t ₀	6
Eta' del calcestruzzo in giorni, t	36 500
Dimensione fittizia dell'elemento di clc, h ₀ = 2A _c / u (mm)	520
Sezione dell'elemento, A _c (mm ²)	3 276 000.00
Perimetro a contatto con l'atmosfera, u (mm)	12 600.00
Umidita' relativa percentuale, RH (%)	75

Coefficiente di viscosita' $\phi(t,t_0)$ e modulo elastico E_{cm} al tempo "t"

Coefficiente di viscosita' $\phi(t,t_0) = \phi_0 \beta_c(t,t_0) =$	
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	1.606
al momento dell'applicazione del ritiro	2.148
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	2.148
Coefficiente nominale di viscosita', $\phi_0 = \phi_{RH} \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$	
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	1.621
al momento dell'applicazione del ritiro	2.168
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	2.168
Coefficiente per l'evoluzione della viscosita' nel tempo, $\beta_c(t_0) = 1/(0.1+t_0^{0.20})$	
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	0.488
al momento dell'applicazione del ritiro	0.653
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	0.653
Eta' del calcestruzzo corretta in funzione della tipologia di cemento, $t_0 = t_0 [9/(2+t_0^{1.2})+1]^\alpha \geq 0.5$	
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	28.00

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

al momento dell'applicazione del ritiro	6.00
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	6.00
Coefficiente per la variabilita' della viscosita' nel tempo, $\beta_c(t, t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H + t-t_0)]^{0.30}$	
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	0.991
al momento dell'applicazione del ritiro	0.991
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	0.991
Modulo elastico al tempo "t", $E_{cm}(t, t_0) = E_{cm} / [1 + \psi \cdot \varphi(t, t_0)]$	
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	12 052
al momento dell'applicazione del ritiro	15 287
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	7 898
$\Psi =$	
al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	1.100
al momento dell'applicazione del ritiro	0.550
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	1.500
Altri dati:	
Coefficiente che tiene conto dell'umidita', $\varphi_{RH} = 1 + [(1-RH/100)/(0.1h_0^{1/3})] \alpha_1 \alpha_2$	1.249
Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_1 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa	0.911
Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_2 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa	0.974
Coefficiente per la resistenza del cls, $\beta_c(f_{cm}) = 16.8/f_{cm}^{0.5}$	2.656
Coefficiente per il tipo di cemento, $\alpha =$	0
Coefficiente che tiene conto dell'umidita', $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250$ $\alpha_3 \leq 1500$ α_3	1 131
Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_3 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa	0.935

Deformazione di ritiro $\epsilon_s(t, t_0)$

$$\epsilon_s(t, t_0) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = 0.000270$$

Dove:

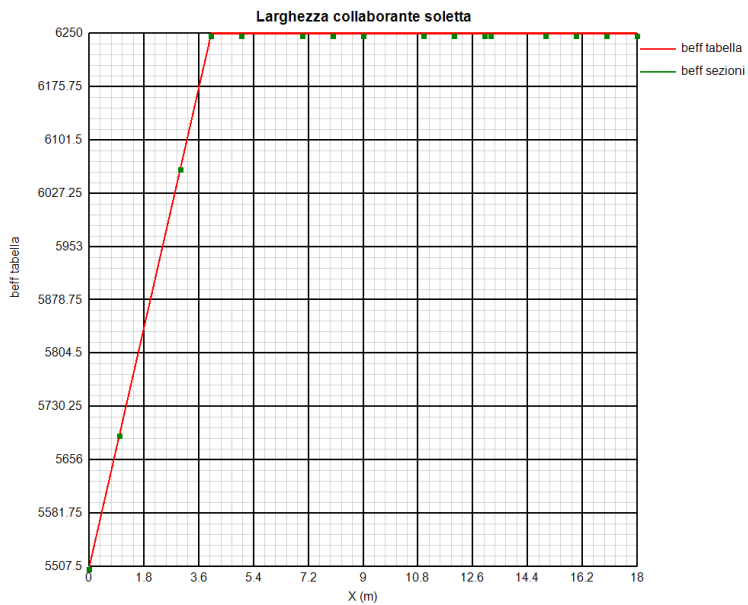
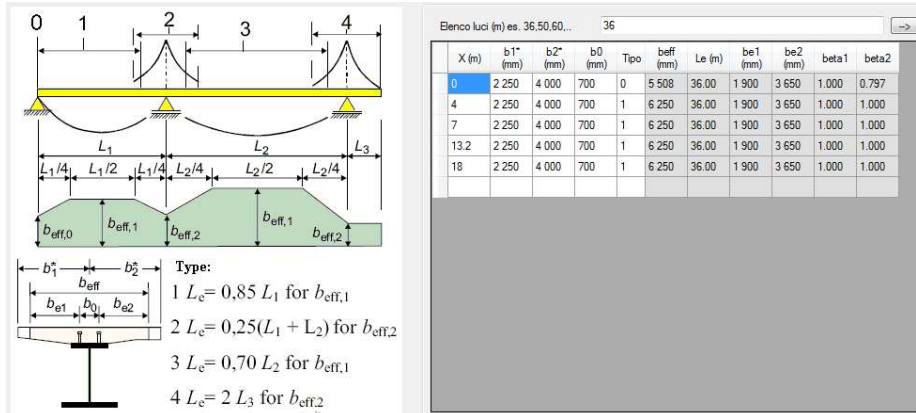
Deformazione dovuta al ritiro per essiccamento, $\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0} =$	0.000215
Coeff. per la variabilita' della deformazione nel tempo, $\beta_{ds}(t, t_s) = (t-t_s)/[(t-t_s)+0.04(h_0^3)^{0.5}] =$	0.987
Parametro che dipende da h_0 (vedi prospetto seguente), $k_h =$	0.70
Deformazione di base, $\epsilon_{cd,0} = 0.85 [(220+110\alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/f_{cm0})] 10^{-6} \beta_{RH} =$	0.000311
$\beta_{RH} = 1.55 [1 - (RH/RH0)^3] =$	0.896
$f_{cm0} =$	10 Mpa
$RH0 =$	100%
Coefficiente per il tipo di cemento, $\alpha_{ds1} =$	4
Coefficiente per il tipo di cemento, $\alpha_{ds2} =$	0.12
Deformazione dovuta al ritiro autogeno, $\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca00} =$	0.0000550
$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) =$	1.00
$\epsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10) 10^{-6} =$	0.0000550

Valori di k_h

h_0	k_h
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

5.2.2 Larghezze collaboranti di soletta

Le larghezze collaboranti di soletta vengono valutate sulla base dei criteri contenuti in EN 1994-2, punto 5.4.1.2 (NTC 2008, punto 4.3.2.3.), e richiamati nella figura seguente.



5.2.3 Caratteristiche sezioni di impalcato

Le travi principali sono suddivise in conci. Le sezioni verificate, sono univocamente determinate da una sigla formata dal nome del concio, dal numero dell’elemento finito del modello globale di calcolo. Per tutti i conci che formano le travate sono state analizzate oltre alle sezioni di inizio, e fine concio, anche svariate sezioni intermedie fornendo di fatto una verifica senza soluzione di continuità. Nella tabella seguente si riporta in forma tabellare la posizione di ogni sezione, le dimensioni delle lamiere, l’armatura in soletta la larghezza efficace della soletta ed il numero e tipo di pioli.

Nella tabella non figurano le grandezze costanti: **d pioli=22mm, h pioli= 220 mm, h pred=60 mm**

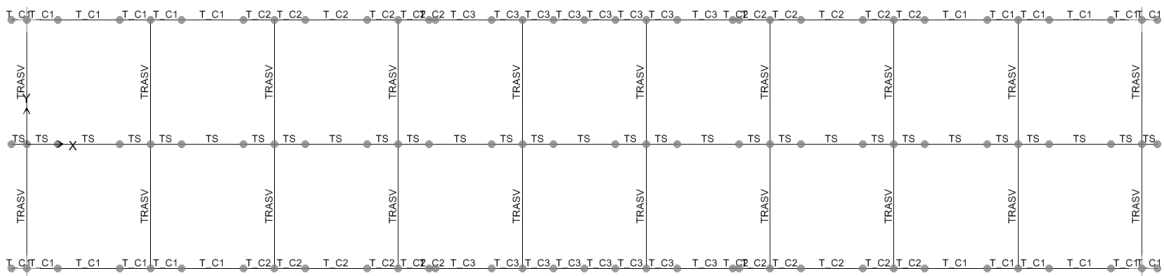
Per tutte le sezioni si riportano gli esiti delle verifiche in forma grafica e tabellare; per le sezioni più significative, ovvero quelle per le quali si hanno le condizioni più sfavorevoli nei vari SL, si riportano anche dei report di verifica dettagliati.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

5.2.3.1 Geometria travi metalliche

5.2.3.1.1 Travi principali

concio	C1-C5 appoggio di estremi- tà	C2-C4 campata	C3 campata		
H_M	1800	1800	1800	mm	altezza
B_s	800	800	800	mm	larghezza ala superiore
t_s	30	40	40	mm	spessore ala superiore
B_{s^*}	0	0	0	mm	larghezza rinforzo ala sup
t_{s^*}	0	0	0	mm	spessore rinforzo ala superiore
h_w	1730	1700	1685	mm	altezza anima
t_w	20	18	16	mm	spessore anima
B_i	0	800	800	mm	larghezza rinforzo ala inf
t_i	0	20	35	mm	spessore rinforzo ala inf
B_i	900	900	900	mm	larghezza ala inferiore
t_i	40	40	40	mm	spessore ala inferiore
A	94600	114600	122960	mm ²	Area trave
Yg	791.5	753.3	683.4	mm	distanza baricentro dal bordo inferiore
I	5.42E+10	6.895E+10	7.275E+10	mm ⁴	momento d'inerzia baricentrico
Input_Ponti_EC4	800	800	800	mm	larghezza equi piatto sup
	30	40	40	mm	Spessore
	20	18	16	mm	Spessore
Input_Ponti_EC4	900	867	853	mm	larghezza equi piatto inf
	40	60	75	mm	Spessore



Modello Sap – Travi -

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Input Ponti EC4

Sections	X (m)	hs (mm)	bsup (mm)	tsup (mm)	hw (mm)	tw (mm)	binf (mm)	tinf (mm)	tcls (mm)	hcop (mm)	beff (mm)	Fisup (mm)	pbsup (mm)	csup (mm)	Finf (mm)	pbinf (mm)	cinf (mm)	d pioli (mm)	h pioli (mm)	n pioli (/m)
A_T1i	0.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	5 508	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T1f	1.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	5 693	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T2i	1.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	5 693	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T2f	3.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	6 064	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T3i	3.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	6 064	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T3f	4.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T4i	4.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T4f	5.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T5i	5.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	25
A_T5f	7.000	1 800	800	30	1 730	20	900	40	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	25
B_T6i	7.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T6f	8.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T7i	8.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T7f	9.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T8i	9.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T8f	11.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T9i	11.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T9f	12.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T10i	12.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T10f	13.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T11i	13.000	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
B_T11f	13.200	1 800	800	40	1 700	18	867	60	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
C_T12i	13.200	1 800	800	40	1 685	16	853	75	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
C_T12f	15.000	1 800	800	40	1 685	16	853	75	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
C_T13i	15.000	1 800	800	40	1 685	16	853	75	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
C_T13f	16.000	1 800	800	40	1 685	16	853	75	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
C_T14i	16.000	1 800	800	40	1 685	16	853	75	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
C_T14f	17.000	1 800	800	40	1 685	16	853	75	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
C_T15i	17.000	1 800	800	40	1 685	16	853	75	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20
C_T15f	18.000	1 800	800	40	1 685	16	853	75	310	0	6 250	16	200	30	16	200	80	22	220	20

5.2.3.1.2 Traversi

Sections	X (m)	hs (mm)	bsup (mm)	tsup (mm)	hw (mm)	tw (mm)	binf (mm)	tinf (mm)	d pioli (mm)	h pioli (mm)	n pioli (/m)
Traverso_TIPO	0	900	400	20	860	12	500	20	0	0	0

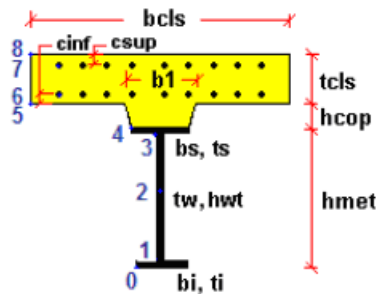
5.2.4 Proprietà geometrico-statiche

Le proprietà geometrico statiche delle sezioni lorde di impalcato vengono valutate dal programma di verifica PontiEC4 e sono riportate in forma tabellare per tutte le sezioni verificate.

Tutti i dati indicati sono espressi in mm e sono riferiti alla trave metallica singola, con relativa porzione di soletta collaborante.

Per i dati relativi a ciascuna riga, si rimanda alla legenda ed alla figura riportate di seguito.

A	Area sezione
z_G	Distanza baricentro da intradosso
J_y	Inerzia verticale
J_z	Inerzia orizzontale
W_{y,0}	Modulo resistenza lembo inf. piatt. inferiore
W_{y,1}	Modulo resistenza lembo sup. piatt. inferiore
W_{y,3}	Modulo resistenza lembo inf. piatt. superiore
W_{y,4}	Modulo resistenza lembo sup. piatt. superiore
W_{y,5}	Modulo resistenza lembo inferiore soletta in c.a.
W_{y,6}	Modulo resistenza layer inferiore armatura
W_{y,7}	Modulo resistenza layer superiore armatura
W_{y,8}	Modulo resistenza lembo superiore soletta in c.a.
S_{y,1}	Momento statico attacco anima/piatt. inferiore
S_{y,2}	Momento statico rispetto baricentro
S_{y,3}	Momento statico attacco anima/piatt. superiore
S_{y,4}	Momento statico interfaccia trave/soletta
e	Eccentricità tra baricentro globale e linea d'azione N



5.2.5 Proprietà plastiche delle sezioni

Ai fini della classificazione e delle verifiche sezionali, vengono valutate le proprietà plastiche di base delle sezioni, con il tracciamento dei domini N/M rispettivamente per la sezione completa e per la sezione formata dalle sole flange in acciaio. Le proprietà vengono sistematicamente valutate per tutte le sezioni considerate nelle verifiche (cfr. mappa delle sezioni ai punti precedenti).

Per la valutazione di N_{pl} e M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2008).

Il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, e della eventuale azione assiale concomitante, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell’asse neutro plastico.

In generale, quindi, indicato con:

- $N_{abf} = t_{inf} \times b_{inf} \times f_{yinf} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda inferiore;
- $N_{aweb} = t_{web} \times h_{web} \times f_{yweb} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla anima;
- $N_{atf} = t_{sup} \times b_{sup} \times f_{ysup} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda superiore;
- $N_{c1} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c1} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c1}) compreso tra il layer superiore di armatura e l’estradosso della soletta (agente solo a compressione);
- $N_{c2} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c2} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c2}) compreso tra i due layers di armatura (agente solo a compressione);
- $N_{c3} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c3} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c3}) compreso tra la piattabanda superiore e il layer di armatura inferiore (agente solo a compressione);
- $N_{layer1} = A_{slinf} \times f_{yk} / \gamma_s$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer inferiore di armatura (di area complessiva A_{slinf});
- $N_{layer2} = A_{slsup} \times f_{yk} / \gamma_s$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer superiore di armatura (di area complessiva A_{slsup});
- N_e azione assiale esterna, agente in corrispondenza del baricentro geometrico della sezione;

f_{yinf} , f_{ysup} , f_{yweb} resistenze caratteristiche di snervamento dell'acciaio componente
rispettivamente la piattabanda inferiore, la piattabanda superiore e l'anima;

La posizione dell'asse neutro plastico, per un dato segno dell'azione flettente, è immediatamente e univocamente determinabile dall'esame di relazioni simili alla seguente, esplicitata per il caso di momento flettente negativo (soletta compressa), e asse neutro plastico disposto nell'anima:

$$z_{pl} = t_{inf} + (-N_e + N_{layer1} + N_{layer2} + N_{atf} - N_{abf} + N_{aweb}) / (2 t_{web} f_{yweb} \sigma_{m0})$$

Si evidenzia inoltre che:

- l'azione assiale plastica sviluppata dal calcestruzzo in compressione viene valutata sulla base di uno stress block equivalente, di altezza pari a quella effettiva, ma di intensità ridotta all'85 % (cfr. EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto d),
- le armature in compressione vengono considerate, al fine di evitare possibili punti di discontinuità nella ricerca di a.n.p. per azione assiale variabile, rinunciando all'ipotesi semplificativa contemplata da EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto c
- per i medesimi motivi indicati al punto precedente, i layers di armatura vengono modellati con "strisce" di spessore equivalente.

Il tracciamento dei domini viene effettuato per punti, valutando di volta in volta la posizione dell'asse neutro plastico e il valore di M_{pl} sotto l'azione dell'azione assiale N incrementata da 0 (flessione semplice, positiva o negativa) fino a $\pm N_{pl}$ con incrementi pari a $N_{pl}/10$.

6. IMPALCATO

6.1. Analisi dei carichi

6.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)

Il peso dell'acciaio viene calcolato automaticamente dal software ad elementi finiti assegnando le proprietà delle sezioni ed il peso di volume dell'acciaio. Quest'ultimo viene incrementato del 15 % per tenere conto del peso delle parti di carpenteria non modellate, quali irrigidimenti, piastre, pioli, bulloni, saldature.

G1_a - Peso acciaio = $78,5 \cdot 1,15 \text{ kN/m}^3$

G1_b Peso soletta (spessore medio 0,31 m) = $25 \cdot 0,31 = 7,75 \text{ kN/m}^2$

	Trave in SX	Trave di spina	Trave in DX	
Area di influenza	4.25	4	4.25	m
G1.b_Peso soletta	33	31	33	kN/m

6.1.2 Carichi permanenti portati (g_2)

Vengono considerati i seguenti carichi permanenti portati

Cordoli esterni = $25 \cdot 0,15 \cdot 2,0 = 6,75 \text{ kN/m}$

Pavimentazione = $3,00 \text{ kN/m}^2$

Barriere = $1,50 \text{ kN/m}$

Reti = $1,0 \text{ kN/m}$

G2	Trave in SX	Trave di spina	Trave in DX	
Pavimentazione	6.75	12	6.75	kN/m
Cordoli	7.5	0	7.5	kN/m
Barriere + Reti	2.5	0	2.5	kN/m
	16.75	12	16.75	kN/m

6.1.3 Ritiro (ϵ_2) e Temperatura (ϵ_3)

Ritiro:

Si assume una deformazione longitudinale da ritiro pari a $\cdot r = 0.00027$. La coazione tra calcestruzzo impedito di ritirarsi e la sezione mista si traduce in uno sforzo di trazione agente sulla sola soletta di calcestruzzo che si aggiunge ad una pressoflessione agente, invece, sull’intera sezione composta acciaio-calcestruzzo.

Temperatura:

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nelle NTC cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5). Dal momento che le NTC non riportano prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici. L’impalcato si considera soggetto ad un gradiente termico tra soletta in calcestruzzo e travi metalliche pari a $\cdot 10$ °C, utilizzando l’approccio n.2 riportato negli Eurocodici (EN 1991-1-5 cap. 6.1.4.2).

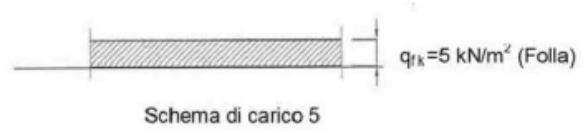
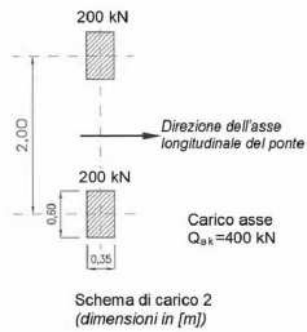
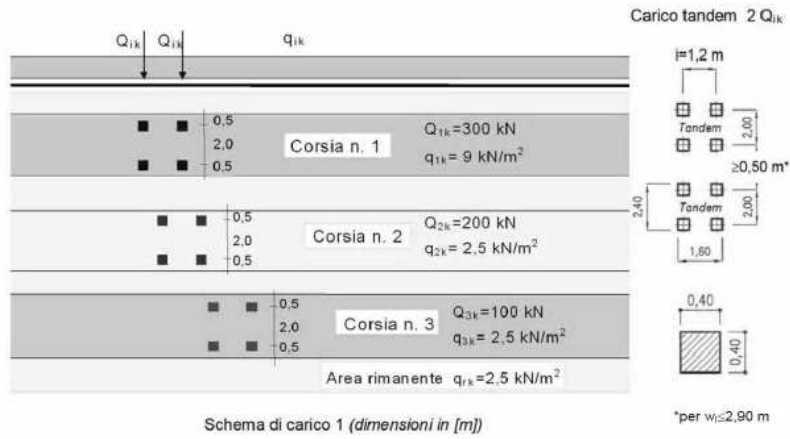
6.1.4 Cedimenti vincolari (ϵ_4)

Essendo l’impalcato isostatico non saranno considerati cedimenti in prossimità degli appoggi di spalla.

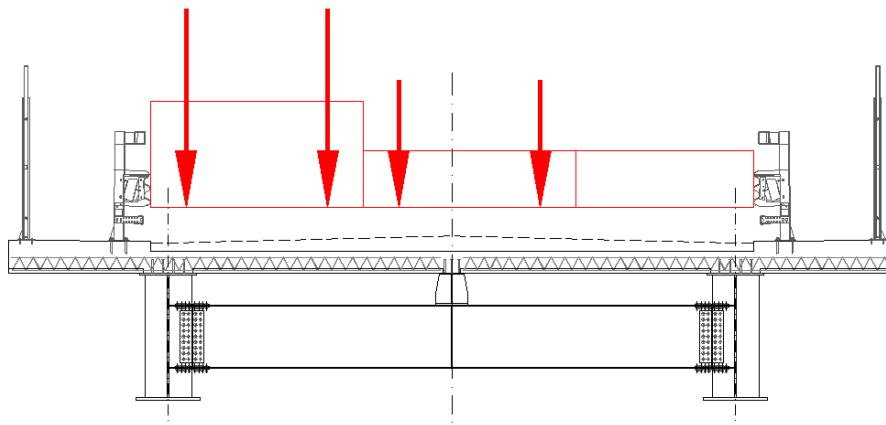
6.1.5 Carichi mobili (q_1)

I carichi mobili disposti sull’impalcato in maniera tale da massimizzare gli effetti sui vari elementi. Per le verifiche di tutte le membrature è stato utilizzato lo schema di carico 1 previsto dalla normativa, mentre solamente per le verifiche locali della soletta è stato utilizzato anche lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse del peso complessivo di 400 kN. Sui marciapiedi è stato considerato lo schema di carico 5, con valore di combinazione $2,50 \text{ kN/m}^2$ (Gruppo di azioni 1).

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

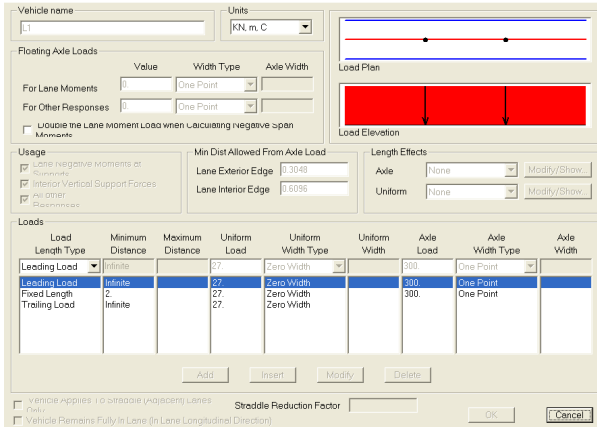


Di seguito si riportano le disposizioni relative allo schema di carico 1 utilizzate per determinare le sollecitazioni sulle travi principali e sui traversi.

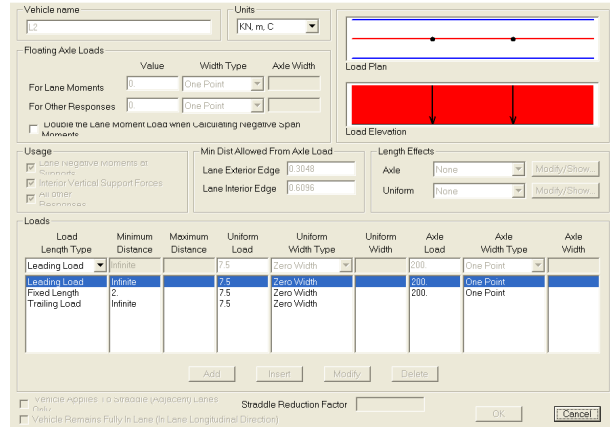


Sono stati considerati i modelli di carico di normativa, descritti nelle seguenti figure:

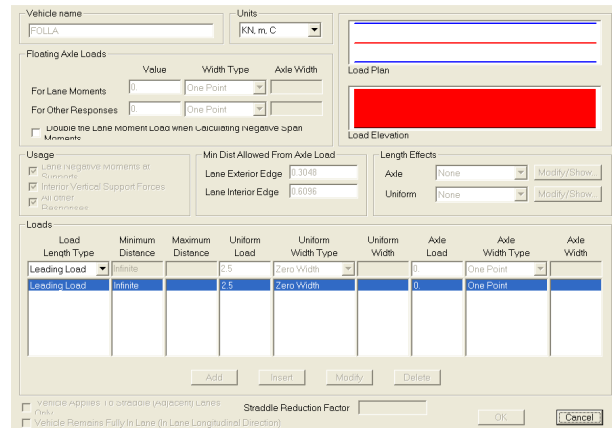
Corsia N°1 (L1):



Corsia N°2 (L2):



2.5 kPa, per folla e parte rimanente:



Il carico da folla è stato applicato su una larghezza costante di 1m

Nella tabella seguente, si riporta la larghezza delle corsie, della parte rimanente e della folla.

L'eccentricità è valutata rispetto all'asse della pila.

	Larghezza piattaforma (m)					12.5
	Larghezza bitumato (m)					8.5
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Parte rim	Folla sx	Folla dx
b(m)	3	3	0	2.5	1	1

6.1.6 Frenamento (q₃)

L'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione per i ponti di I^a categoria viene calcolata come

$$180kN \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900kN$$

Tale forza è stata applicata a livello della pavimentazione come forza uniformemente distribuita. Tale azione è variabile in funzione della lunghezza del viadotto, limitata ad un massimo di 900 kN. Con la lunghezza in oggetto, risulta:

Lunghezza	37.6 m		
Frenatura	462 kN =	12.27	kN/ml

In questa fase progettuale si ritengono trascurabili gli effetti che tale tipo di azioni producono sull’impalcato. Se ne considerano invece gli effetti al livello delle sottostrutture e tal proposito si rimanda alla specifica relazione.

6.1.7 Vento (q_s)

La pressione del vento è data dall’espressione

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma

c_d è il coefficiente dinamico

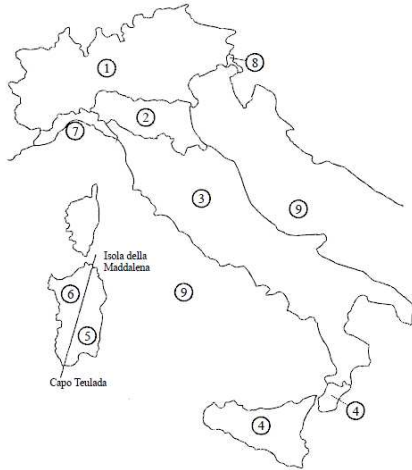
La pressione cinetica di riferimento è data dall’espressione

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2,$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento

ρ è la densità dell’aria, assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.



L’opera si trova in ZONA 1, il che comporta l’adozione dei seguenti parametri

$$\begin{aligned} v_{b,0} &= 25,0 && \text{m/s} \\ a_0 &= 1000 && \text{m/s} \\ k_a &= 0,01 && 1/\text{s} \end{aligned}$$

Considerando un’altitudine sul livello del mare di 600 m per il sito su cui sorge l’opera si ha che la velocità di riferimento $v_b=v_{b,0}=25 \text{ m/s}$.

La pressione cinetica di riferimento risulta quindi $492,80 \text{ kN/m}^2$.

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Il sito in questione sorge oltre i 30 km dalla costa e può essere classificato in classe di rugosità C, pertanto la categoria di esposizione del sito è la III, da cui

$$\begin{aligned} k_r &= 0,19 \\ z_0 &= 0,05 && \text{m} \\ z_{\min} &= 4 && \text{m} \end{aligned}$$

Il coefficiente di topografia viene assunto unitario e l’altezza massima dell’impalcato rispetto al p.c. (z) è di 8 m, pertanto il coefficiente di esposizione vale

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2,21$$

Il coefficiente di forma per travi isolate vale

$$\varphi = \frac{S_p}{S}$$

dove S è la superficie delimitata dal contorno della trave ed S_p la superficie della parte piena della trave. Nel caso in esame si considera cautelativamente $\varphi=1$, pertanto $c_p=2,4-1=1,4$.

La pressione del vento sarà quindi pari a $492,80 \cdot 2,21 \cdot 1,40 / 1000 = 1,53 \text{ kN/m}^2$.

Tal pressione viene applicata su una superficie compresa fra l’intradosso medio d’impalcato ed un’altezza di 3 m dal piano viabile, per un totale di circa 5,30 m.

L’azione del vento viene considerata come una forza distribuita orizzontale ed una coppia distribuita lungo l’asse d’impalcato.

Forza orizzontale distribuita $f_{\text{vento}} = 1,53 \cdot 5,30 = 8,10 \text{ kN/m}$

Coppia distribuita $m_{\text{vento}} = 8,51 \text{ kNm/m}$

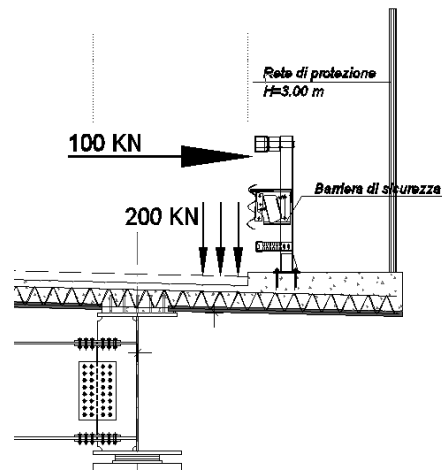
La coppia viene ripartita rigidamente fra le due travi principali, determinando un carico verticale di 1,06 kN/m.

6.1.8 Resistenze passive dei vincoli (q_7)

Al fine di considerare le azioni parassite sugli appoggi multidirezionali posti sulle spalle si considera un coefficiente d’attrito pari al 5%.

6.1.9 Urto di veicolo in svio (q_8)

L’urto del veicolo in svio sul sicurvia viene considerato attraverso una forza orizzontale equivalente di 100 kN applicata 1,00 m sopra al piano di marcia.



La forza viene applicata su una linea lunga 0,50 m e viene diffusa:

- verticalmente a 45° fino all’asse della soletta;
- orizzontalmente a 45° fino alla sezione d’incastro dello sbalzo.

Nel progetto dell’impalcato viene considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d’urto sul sicurvia viene associato un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo schema di carico 2 posizionato in adiacenza al sicurvia stesso.

L’impronta di carico, da 0,35x0,60 m, viene diffusa verticalmente a 45° nella pavimentazione e fino all’asse della soletta e viene operata una diffusione orizzontale a 45° fino all’anima della trave principale.

Leverifiche saranno effettuate nel paragrafo relativo alla soletta.

6.1.10 Azione sismica

Per quanto concerne i carichi derivanti dalle azioni sismiche relative alla componente verticale si riporta in tabella una comparazione con i carichi agenti in condizioni sismiche e quelli agenti in condizioni statiche.

In tabella si riporta, in funzione di un’analisi dei carichi effettuata per aree di influenza, il carico agente su singola trave per le condizioni di carico precedentemente menzionate.

L’incremento dei carichi in fase sismica è stato calcolato, a vantaggio di sicurezza, con l’accelerazione massima di plateau.

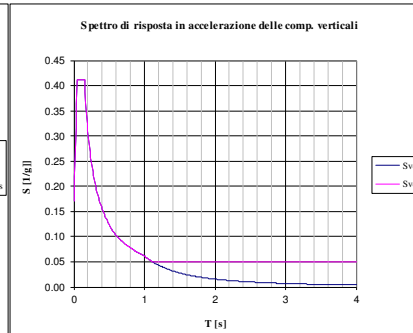
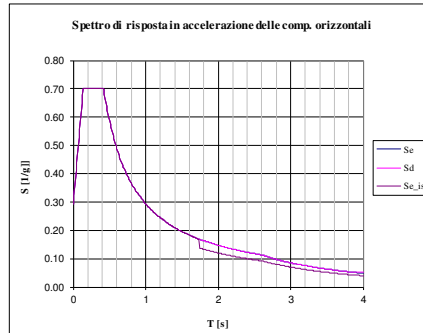
Terr. Tipo	b			
Cat. Topog.	I			
*	5%			
η	1			
a_{go}	0.252 g			
F_0	2.405			
T_c^*	0.297 s			
μ	1			
a_g	0.252 g			
q	1			
β	0.2			
	Ss	St		
	1.157	1.000		
Cc	S	TB	TC	TD
1.402	1.157	0.139	0.417	2.610

componente verticale					
F_v	1.632	Ss	St		
		1.000	1.000		
		S	TB	TC	TD
		1.000	0.050	0.150	1.000
q	1				

Per avere il valore di S(T)		
T	0	0
	orizz	vert
$S_s(T)$	0.292	0.171
$S_s(T)$	0.292	0.171

Valore massimo dello spettro (plateau)		
	orizz	vert
$S_s(T)$	0.703	0.412
$S_s(T)$	0.703	0.412

Ponti isolati	
T_s	2.17 s
0.8^*T_s	1.736 s
*	10%
η	0.816
$S_{s,i}(T_s)$	0.110 g



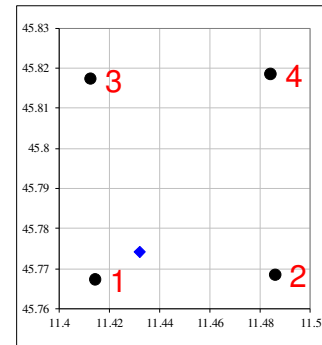
Dati	
Vv	100 anni Vita nominale
CLASSE	4 Classe d'uso
Cu	2 Coefficiente d'uso
Vr	200 anni Periodo di riferimento
Pvr	10% Prob. di sup. nel periodo di riferimento
Tr	1898 anni Periodo di ritorno
f	0.0005 l/anno Frequenza di annuale di superamento

Punto	ID	LONG	LAT	a_g	F_0	T_c^*
1	11182	11.41457	45.7671	0.255	2.405	0.295
2	11183	11.48608	45.7683	0.260	2.398	0.297
3	10960	11.4128	45.81709	0.240	2.416	0.297
4	10961	11.48439	45.81829	0.247	2.404	0.308

	LONG	LAT	a_g	F_0	T_c^*
P	11.431972	45.774300	0.252	2.405	0.297

convertitore coordinate : gradi sessagesimali ----> gradi sessagesimali (o decimali)

gradi	primi	secondi	gradi decimali
45	46	27.48	lat. 45.774300
11	25	55.1	long. 11.431972



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

		[kN/m]	[m]	γ_G	[kN/m]
Combinazione Sismica					
G1.a	Peso travi	15.0		1	15.0
G1.b	Peso soletta	7.75	6.25	1	48.44
G2	Pavimentazione	3	3.0	1	9.0
	Marciapiedi	4.5	2	1	9.0
	Barriere+reti+velette	3.5		1	3.5
Q	Mobili	9	3	0.2	5.4

90.34 kN/m

Accelerazione plateau

0.412 ag

Carico sismico verticale su singola trave

37.22 kN/m

Incremento carico rispetto a G1a+G1b+G2

41%

Carico verticale equivalente in condizioni sismiche

127.6 kN/m

		[kN/m]	γ_G	[kN/m]
Combinazioni SLU				
G1.a		15.0	1.35	20.25
G1.b		48.44	1.35	64.4
G2		21.5	1.5	32.25
Q_mobili		27	1.35	36.45
				153.35 kN/m

Dal raffronto si evince come in condizioni statiche (agli SLU) il carico agente sulla trave, è maggiore del carico in condizioni sismiche: 153.35 kNm > 127.6 kNm.

Sono stati pertanto trascurati, ai fini delle verifiche strutturali, gli effetti dell’azione sismica sull’impalcato.

6.2. Combinazioni di carico

6.2.1 Combinazioni per gli SLU

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{comb. fondamentale}$$

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{comb. sismica}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E è l’azione del sisma per lo stato limite considerato;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G, γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti $\psi_0, \gamma_G, \gamma_P$ e γ_Q sono riportati nelle tabelle seguenti:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Coefficienti parziali γ .

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Coefficienti parziali Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel DM 14 gennaio 2008 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i “gruppi di carico” definiti nella tabella seguente. Ognuno dei “gruppi di carico”, indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Gruppi di carico da traffico per le combinazioni di carico.

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

➤ $F_{d1} = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3-} + 1,20 \cdot \varepsilon_4$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili;
- Q_5 azione del vento;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_{3-} variazione termica negativa;
- ε_4 cedimenti vincolari.

➤ $F_{d1} = 1,35 \cdot G_k + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3+} + 1,20 \cdot \varepsilon_4$

- ε_{3+} variazione termica positiva;
- ε_4 deformazioni impresse sulle pile;

Nelle verifiche di resistenza dell’impalcato viene omessa la combinazione sismica $E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ definita al punto 3.2.4 del D.M. 14 gennaio 2008, in quanto non di-

mensionante e non significativa in rapporto alle combinazioni analizzate, con i carichi accidentali come condizione dominante. Tale combinazione viene invece considerata nel dimensionamento delle sottostrutture.

6.2.2 Combinazioni per lo SLE “respiro delle anime”

Le verifiche delle travi principali associate a tale stato limite sono state eseguite in riferimento alle combinazioni di carico del gruppo **frequente** espresse complessivamente dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili riportati in precedenza.

Con riferimento alle condizioni di carico descritte ai paragrafi precedenti, risultano definite le seguenti combinazioni:

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + 0,75 \cdot Q_k + 0,5 \cdot \varepsilon_{3-} + \varepsilon_4$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili ($q_1 + q_2$);
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_{3-} variazione termica negativa;
- ε_4 deformazioni impresse sulle pile.

➤ $F_d = G_k + 0,75 \cdot Q_k + 0,5 \cdot \varepsilon_{3+} + \varepsilon_4$

- ε_{3+} variazione termica positiva;
- ε_4 cedimenti vincolari.

6.2.3 Combinazioni per lo SLE di controllo delle tensioni.

Le verifiche delle travi principali associate a tale stato limite sono state eseguite in riferimento alle combinazioni di carico del gruppo **rara** espresse complessivamente dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- ψ_0 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili riportati in precedenza.

Con riferimento alle condizioni di carico descritte ai paragrafi precedenti risultano definite le seguenti combinazioni:

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot Q_5 + 0,6 \cdot \varepsilon_{3-} + \varepsilon_4$

essendo:

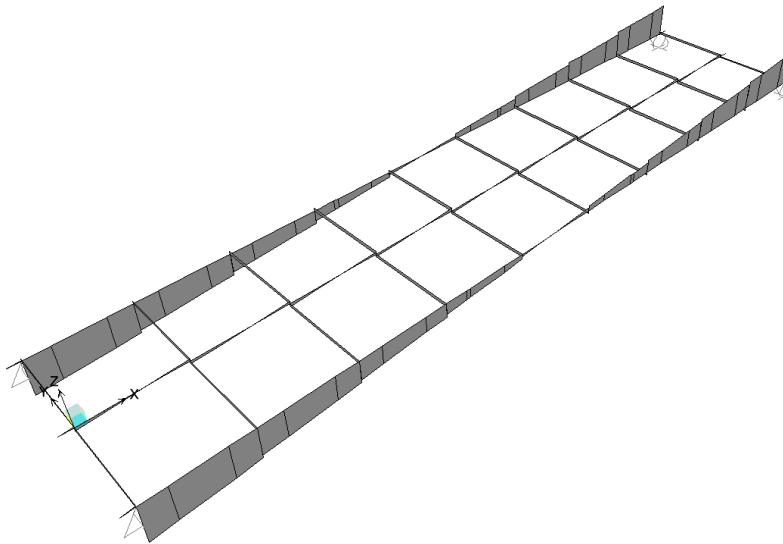
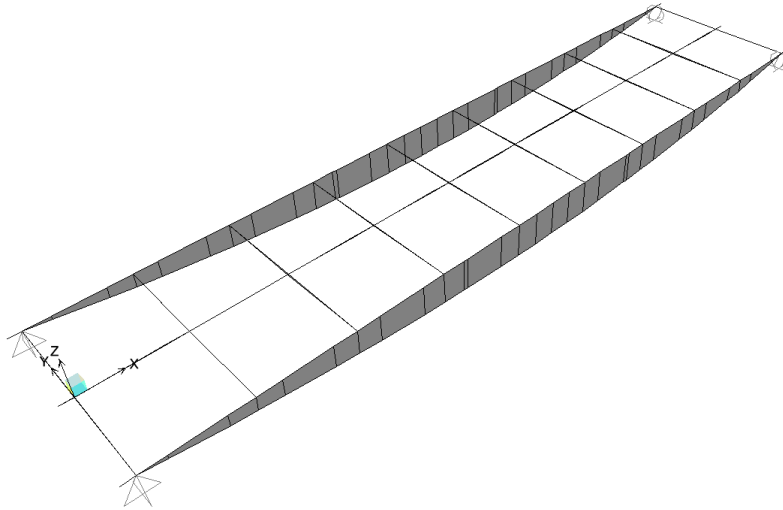
- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili ($q_1 + q_2$);
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_{3-} variazione termica negativa;
- ε_4 cedimenti vincolari.

➤ $F_d = G_k + Q_k + 0,6 \cdot Q_5 + 0,6 \cdot \varepsilon_{3+} + \varepsilon_4$

- ε_{3+} variazione termica positiva.
- ε_4 cedimenti vincolari.

7. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Si riportano di seguito gli involuپی delle sollecitazioni sulla travi principali.



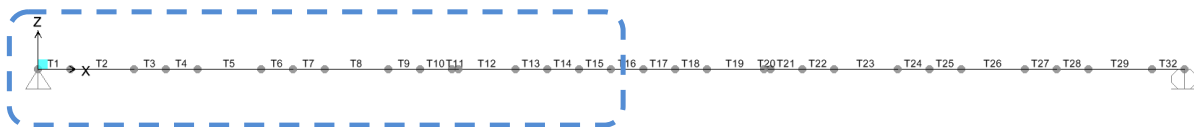
7.1. Sollecitazioni travi

A valle dell'analisi strutturale, effettuate per le singole azioni caratteristiche, vengono eseguiti gli involuppi e le combinazioni di carico pertinenti ai vari scopi, rispettivamente per max/min V e max/min M.

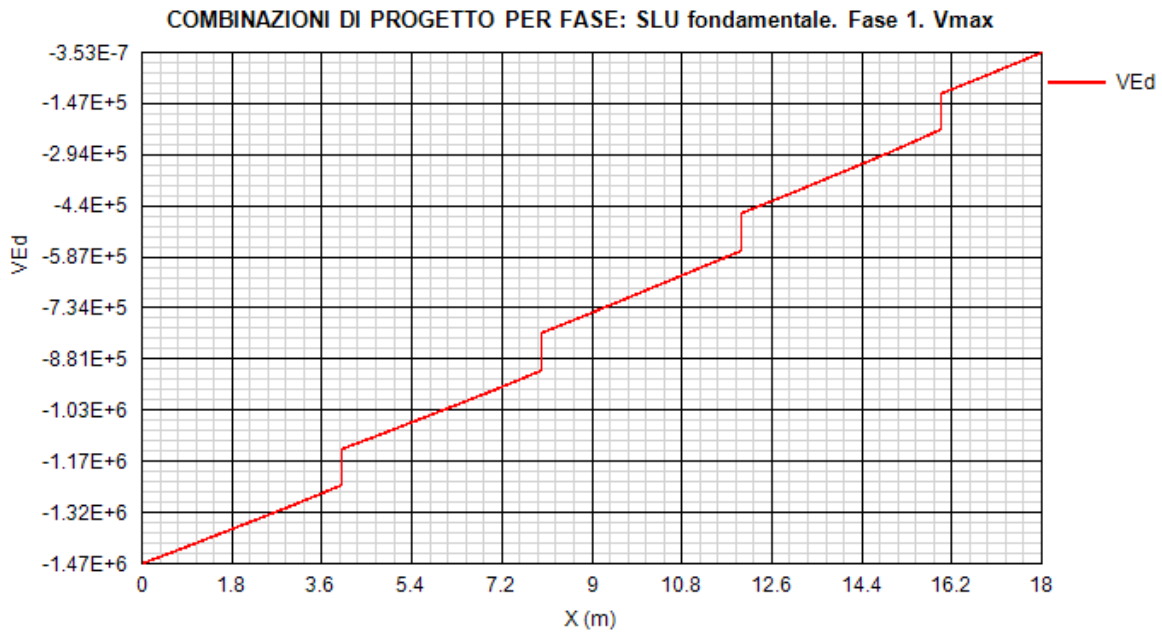
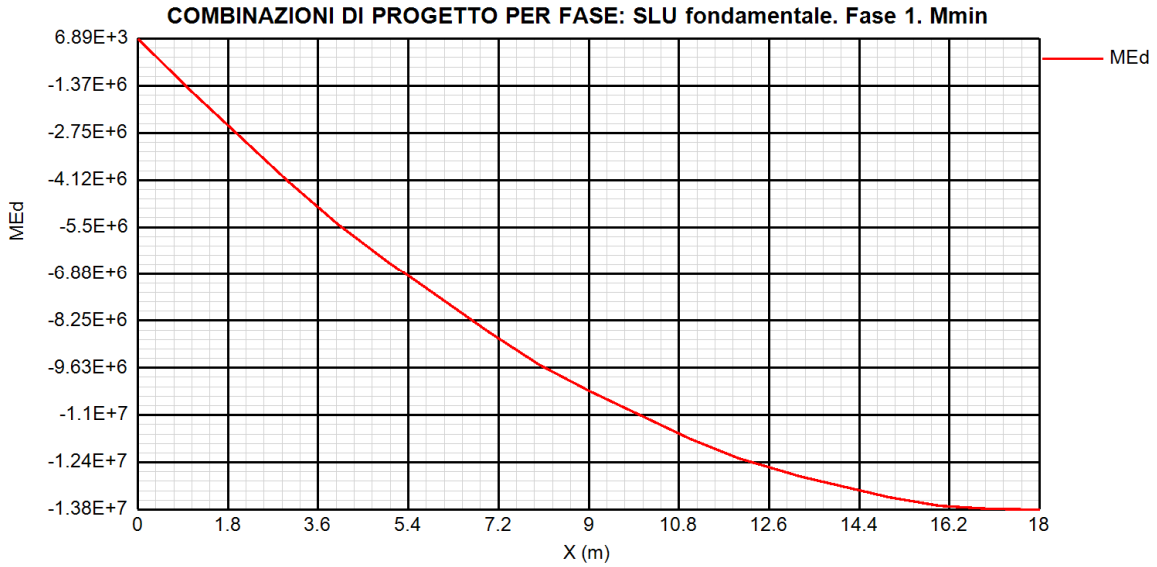
Nel seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni della semi-travata DX organizzati per involuppi di progetto.

I diagrammi sono espressi nelle seguenti unità di misura:

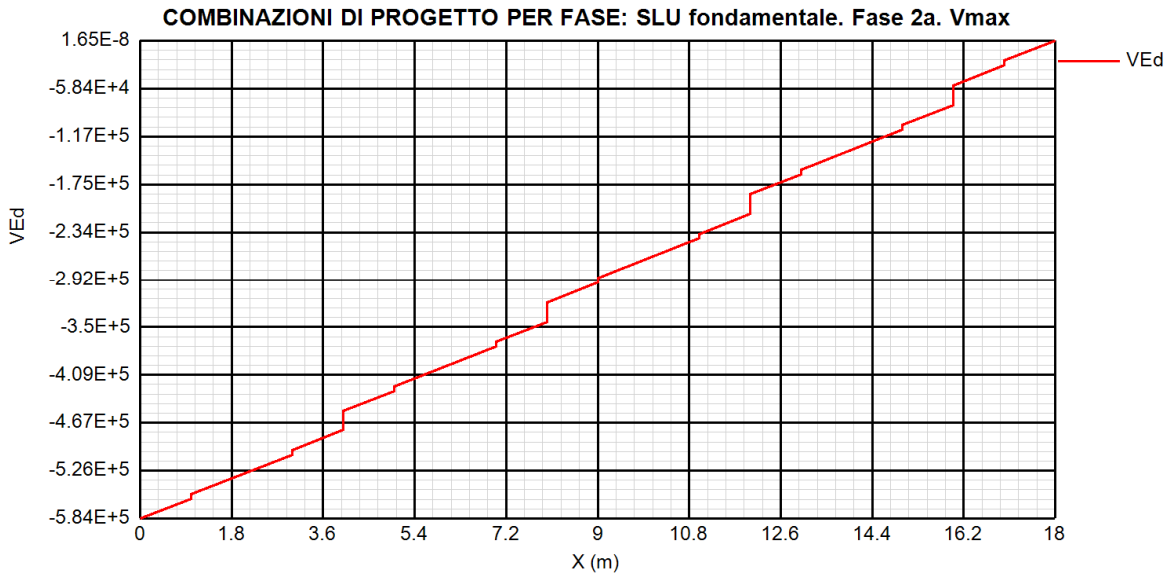
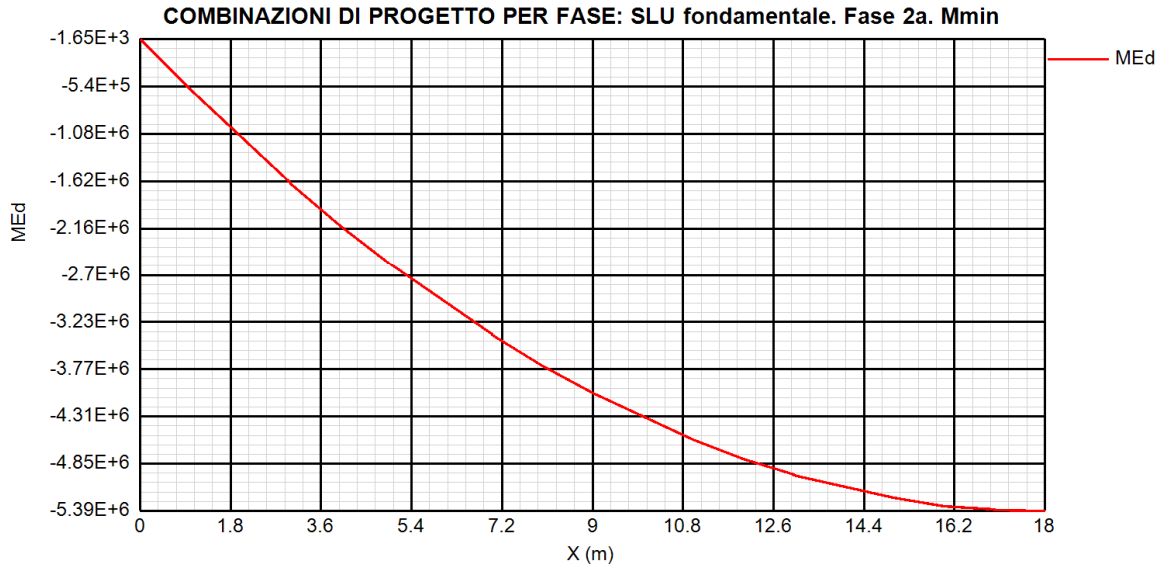
- Momento flettente : [Nm]
- Taglio : [N]



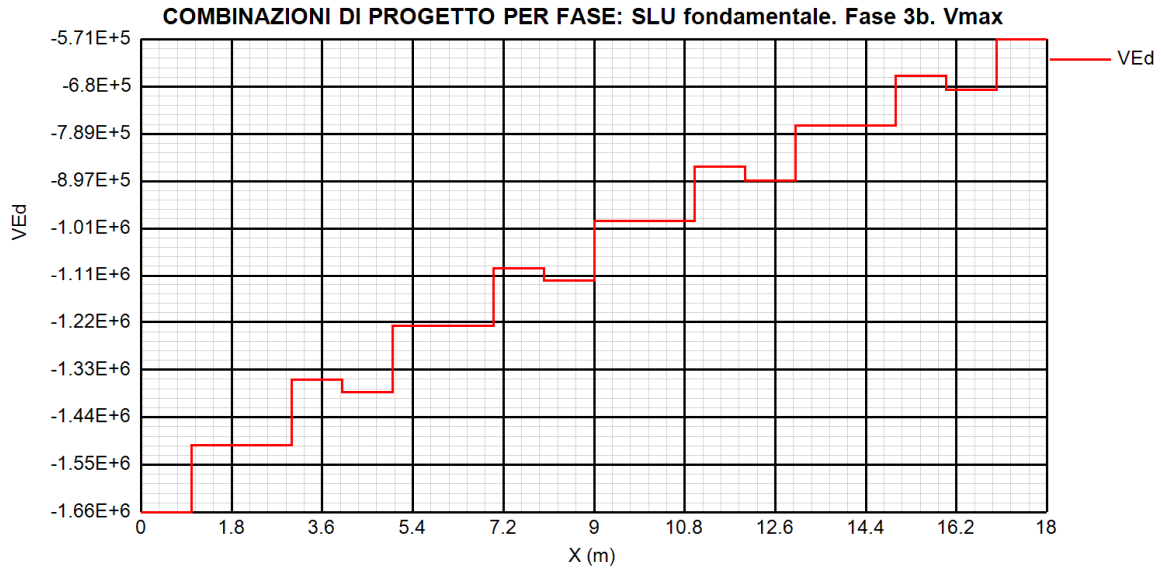
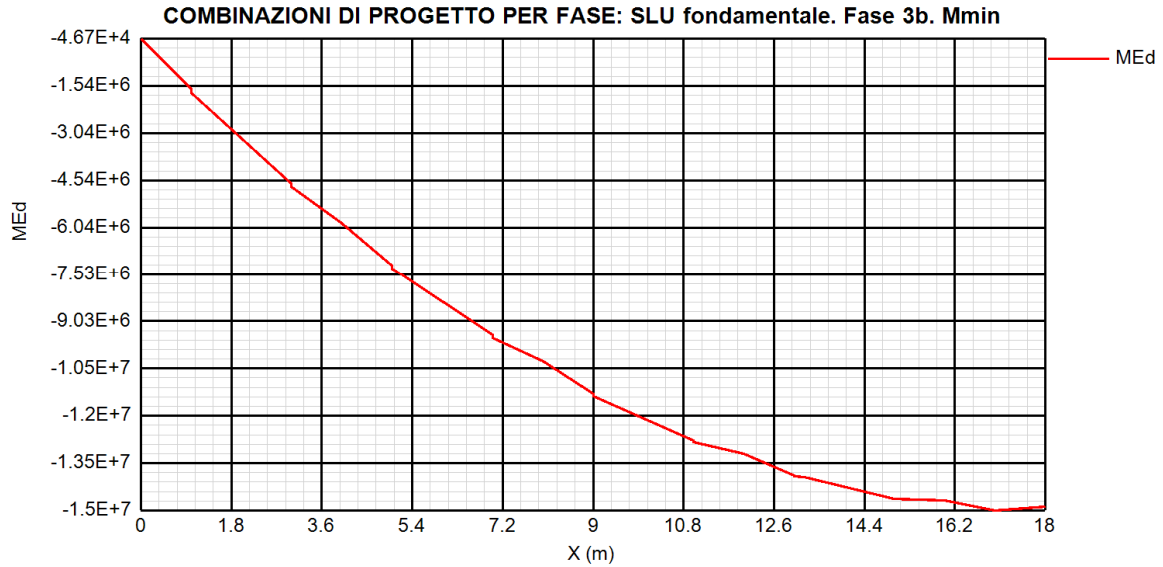
7.1.1 SLU fondamentale Fase 1 (g1.a, g1.b)



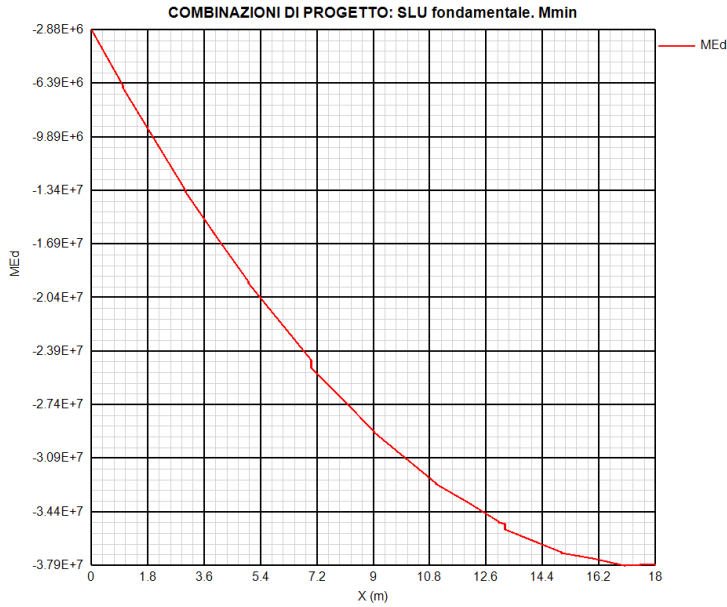
7.1.2 SLU fondamentale Fase 2 (g2)



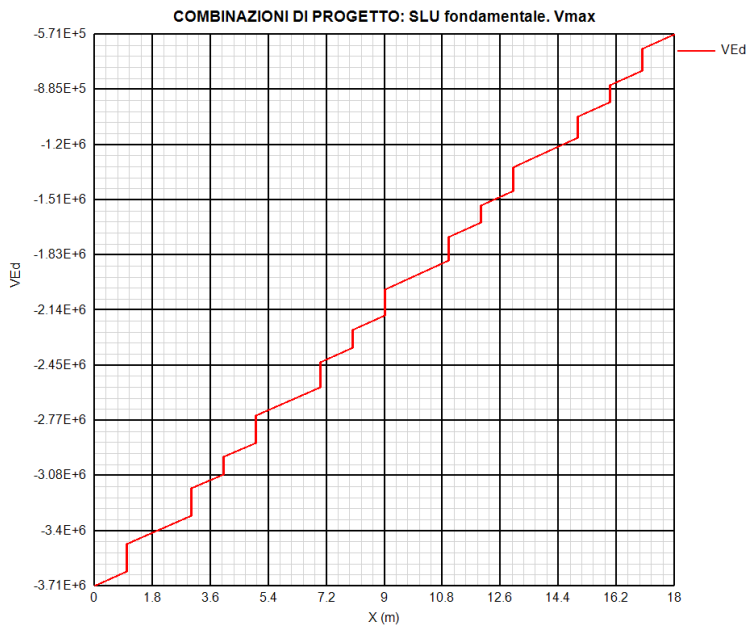
7.1.3 SLU fondamentale Fase 3b (mobili)



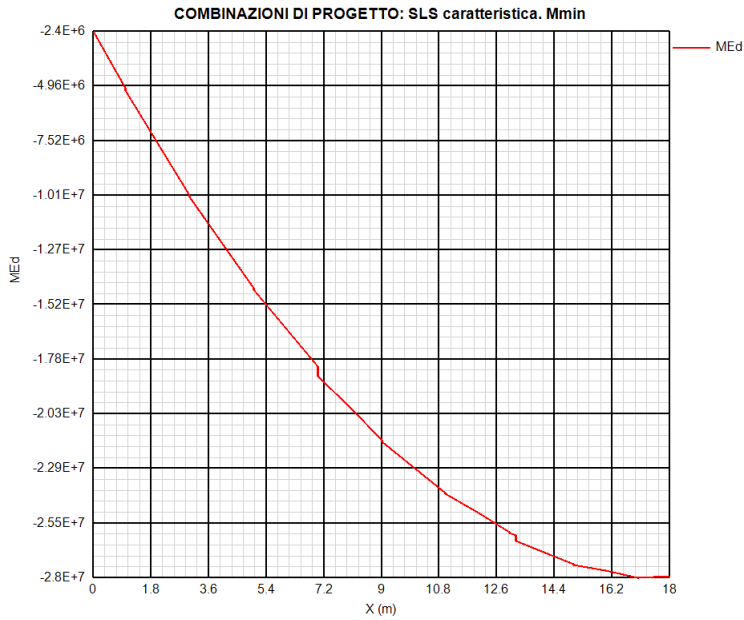
SLU fondamentale.Mmax e Mmin



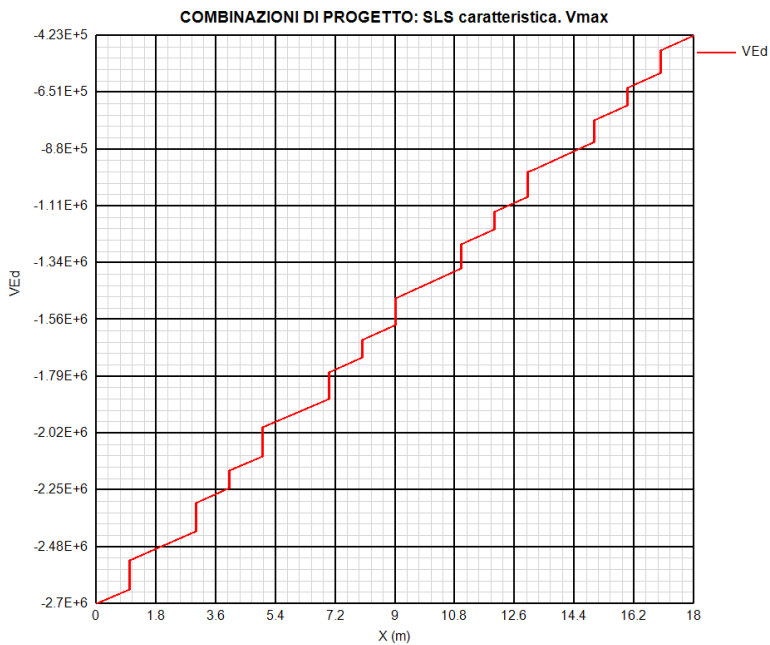
7.1.4 SLU fondamentale.Vmin-max



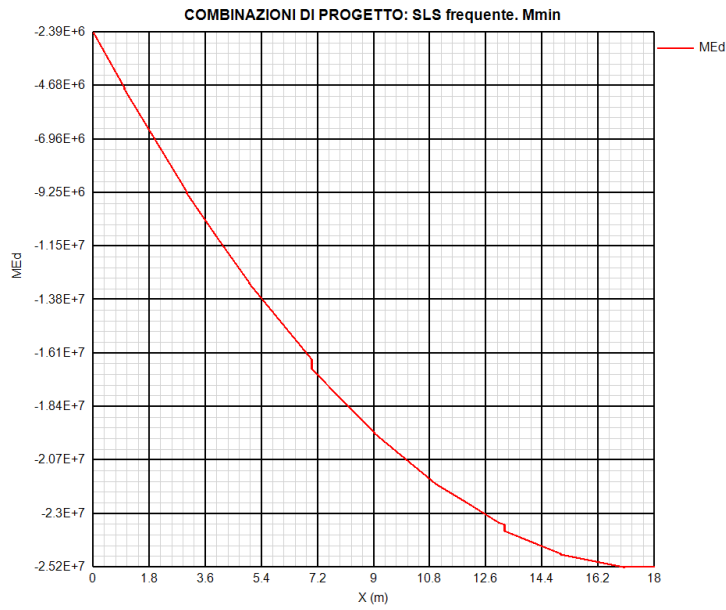
7.1.5 SLS caratteristica.Mmax e Mmin



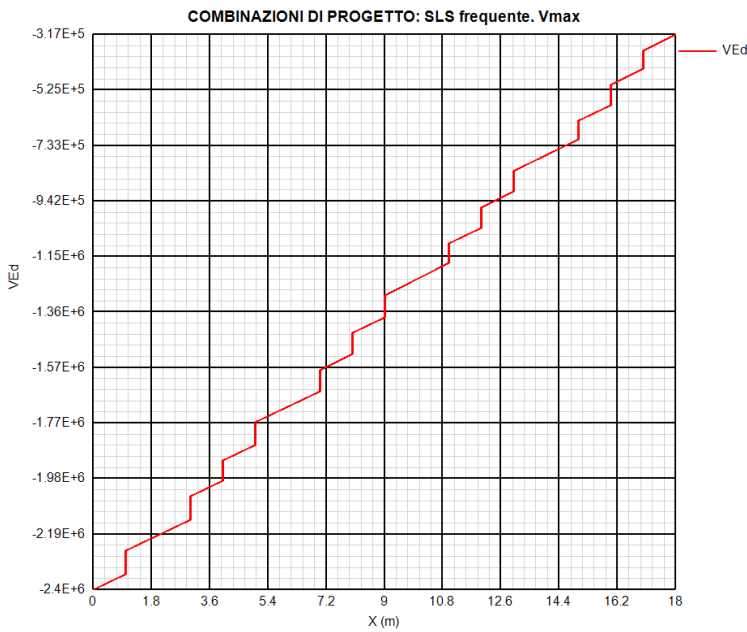
7.1.6 SLS caratteristica.Vmax e Vmin



7.1.7 SLS frequente. Mmax e Mmin



7.1.8 SLS frequente. Vmax e Vmin



8. VERIFICHE DI RESISTENZA

8.1. Travi principali

8.1.1 Generalita’

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono contenuti in NTC-08 cap 4.2., 4.3 e relative istruzioni. Si rileva una perfetta coincidenza con quanto contenuto in Eurocodice, attraverso l'applicazione del relativo N.A.D. (rif. EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2).

Nel prosieguo si farà riferimento puntuale a quest'ultimo testo, caratterizzato da una trattazione più omogenea, e da un riferimento più puntuale relativamente alle varie regole applicative.

Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

S.L.U.

- resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)
- flange induced buckling

S.L.E.

- limitazione delle tensioni
- web breathing

Fatica

- verifica dell'ampiezza dell'escursione delle tensioni , con impiego del metodo dei coefficienti λ .

I medesimi S.L. verranno esaminati, con le medesime modalità generali, per la verifica della connessione trave-soletta.

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni del viadotto, indicate nei paragrafi iniziali. Nel seguito vengono esposte in dettaglio le modalità operative attraverso il commento della reportistica delle sezioni più significative prese a campione.

8.1.2 Slu – resistenza delle sezioni

Le verifiche di resistenza delle sezioni allo S.L.U. viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame (max/min M_{Ed} , max/min V_{Ed} , con i rispettivi valori concomitanti)

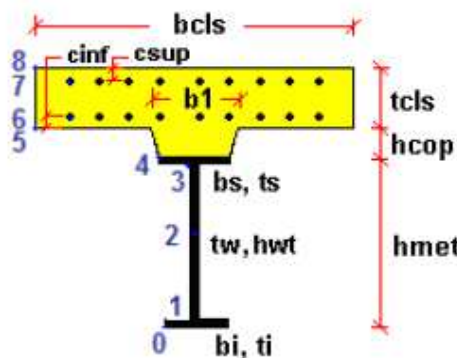
- Verifica a plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\mu_{1,}$; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico $\mu_{1,}$, effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3/4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'a.n.e.

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza dell'8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata "cracked" (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media.

Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

- Verifica a taglio - sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$.

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 - 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3-4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio. In considerazione di queste ipotesi cautelative le verifiche di interazione si intendono soddisfatte anche se dovessero eccedere l'unità di qualche punto percentuale.

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd}$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$$

Si rileva che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra, evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3-4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \Sigma \sigma_{x,i} |$).

A seguire si riporta lo sviluppo delle verifiche nelle sezioni più significative, tramite le singole tabelle prodotte dalla procedura PontiEC4. Per tutte le altre sezioni si indicheranno in forma grafica e tabellare i coefficienti di utilizzo.

8.1.3 Verifiche delle sezioni

Il programma effettua sistematicamente il set di verifiche per le quattro condizioni fondamentali M_{max} , M_{min} , V_{max} e V_{min} , sulla base delle sollecitazioni di progetto S.L.U. esportate direttamente, nell'ambito di ciascuna "fase", dal modello ad elementi finiti.

8.1.4 Riepilogo coefficienti di sfruttamento

I grafici restituiscono l'output sintetico delle verifiche del programma Ponti EC4, contenenti, per ciascuna sezione e per ciascuna condizione esaminata, i seguenti risultati, rispettivamente scaturiti dall'analisi a lungo termine (LT) e dall'analisi a breve termine (ST):

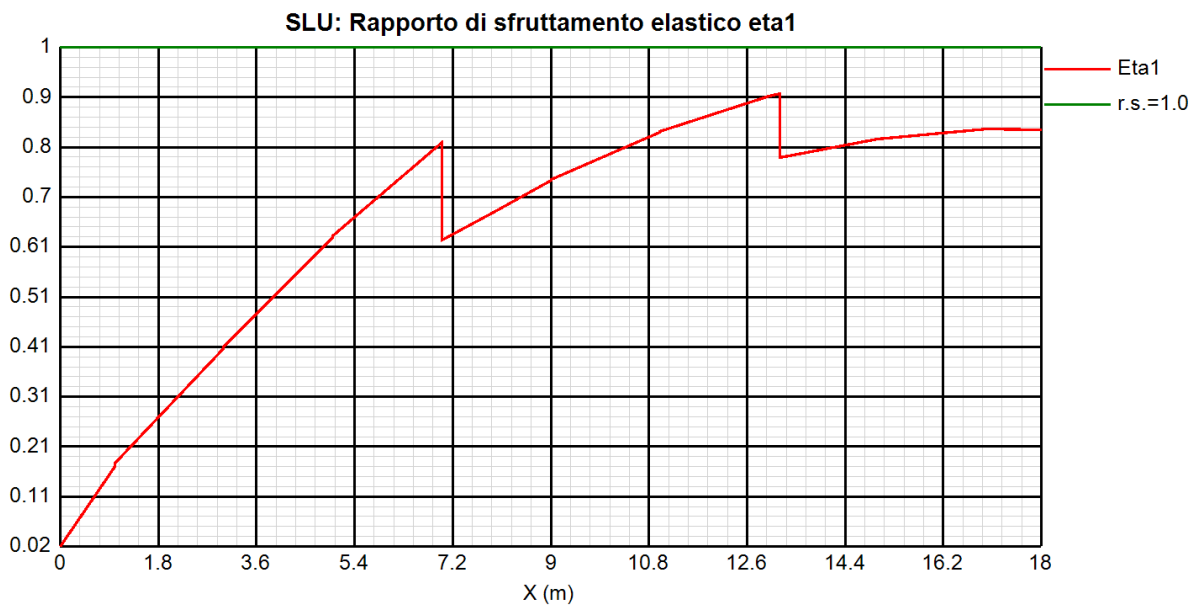
- classificazione della sezione in fase 1
- classificazione della sezione in fase finale
- $\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$ rapporto di sfruttamento plastico per tensioni normali
- $\eta_1 = \frac{\sigma_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$ rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$ rapporto di sfruttamento a taglio
- $\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$ rapporto di sfruttamento interno della sezione (aliquota di ME portata dalle sole flange)
- $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$ rapporto di sfruttamento plastico a taglio
- V/M/N rapporto di sfruttamento per azione combinata M/N/V

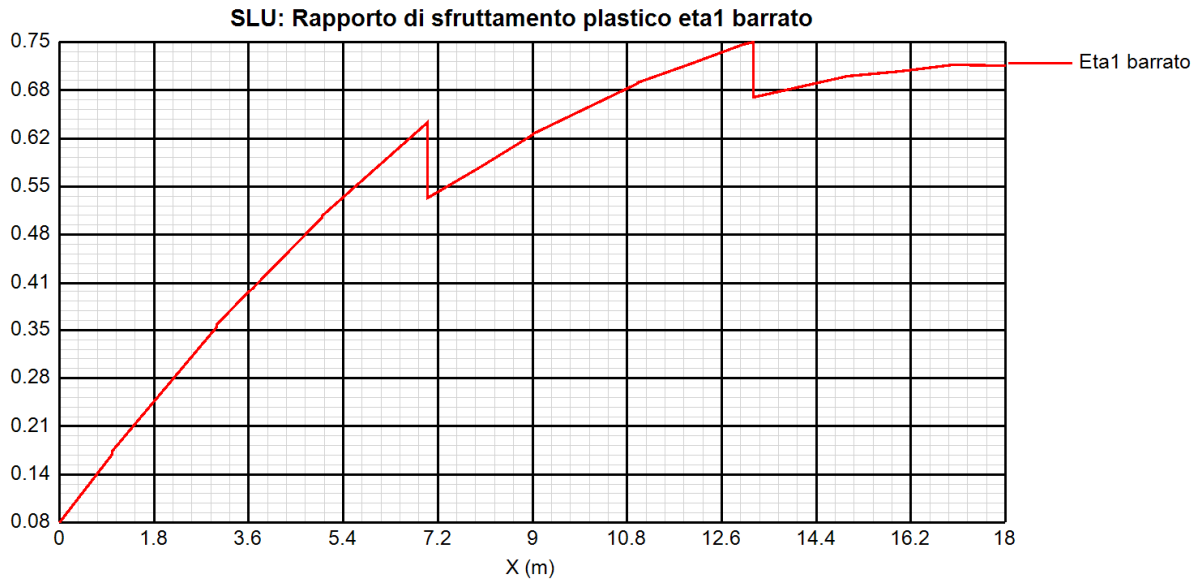
Si evidenzia che sia l'analisi plastica, sia l'analisi elastica vengono effettuate sistematicamente dal programma, indipendentemente dalla classificazione della sezione.

Pertanto, nell'ambito dell'esposizione dei vari rapporti di sfruttamento, verranno indicati tra parentesi:

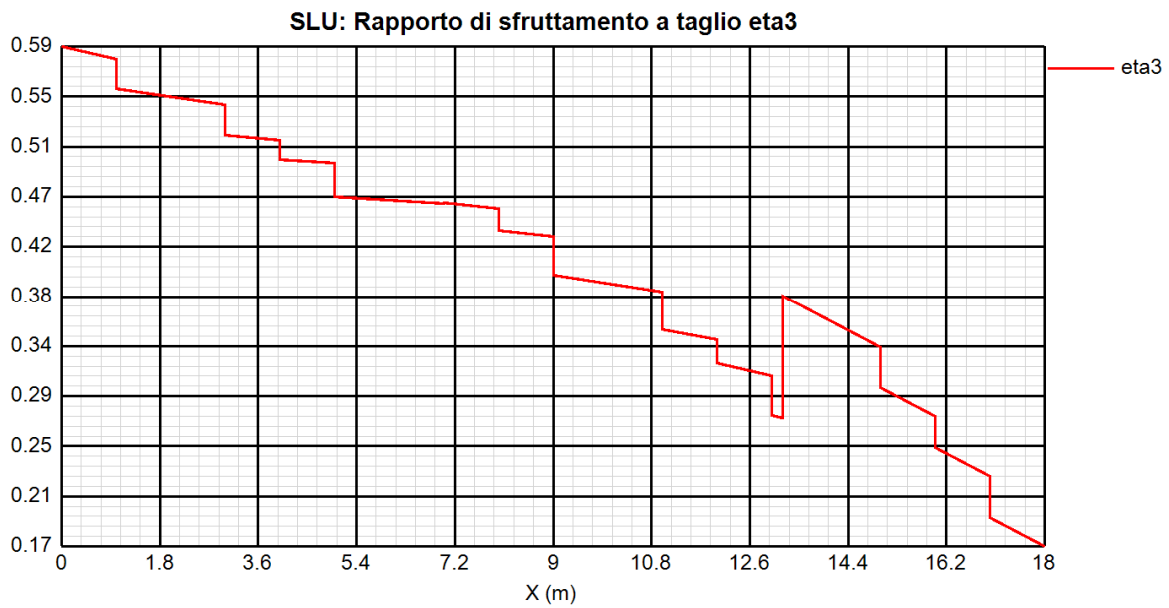
- il rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali, quando riferito a sezioni di classe 1-2 (valore non significativo).
- Il rapporto di sfruttamento plastico per tensioni normali, quando riferito a sezioni di classe 3-4 (verifica plastica non applicabile)

Nelle pagine seguenti si riportano in forma grafica i risultati principali.





η_1 per sezioni in classe 3 e 4, $\bar{\eta}_1$ per sezioni in classe 1 e 2 (Mmax, Mmin, Vmax, Vmin)



$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$ rapporto di sfruttamento a taglio

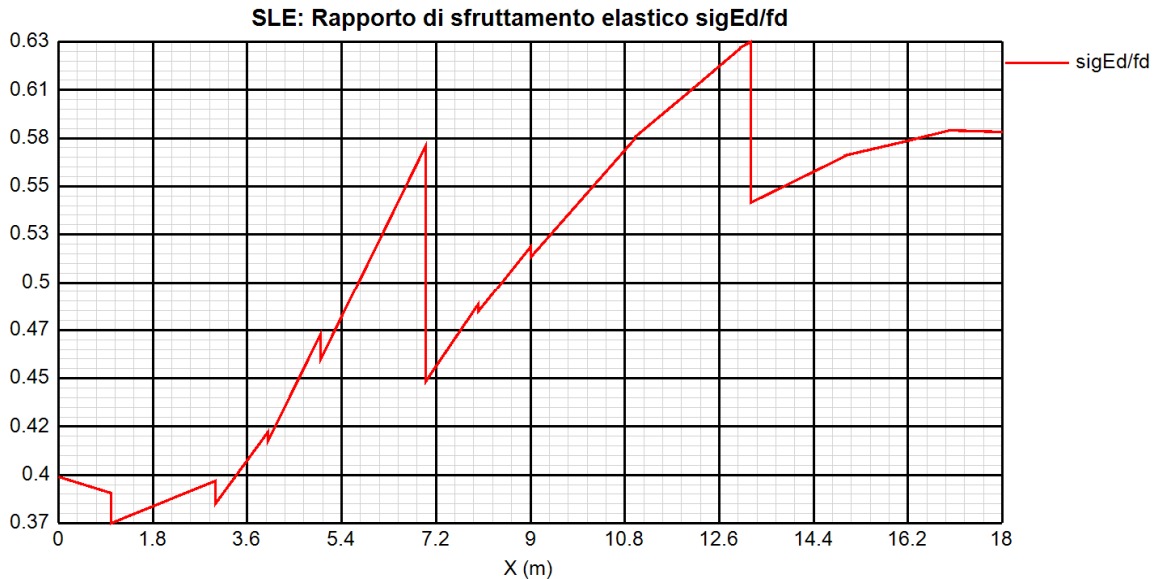
8.1.5 Sle – limitazioni delle tensioni

La verifica viene condotta con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E., applicando il coefficiente di materiale $\gamma_{m,ser} = 1.0$.

Il programma Ponti EC4, procede al calcolo del rapporto di sfruttamento dei vari componenti (acciaio, calcestruzzo ed armature) delle sezioni esaminate nelle condizioni Mmax/min e Vmax/min.

8.1.6 Riepilogo dei coefficienti di sfruttamento

Come si può notare, i rapporti di sfruttamento calcolati appaiono soddisfacentemente al di sotto dell'unità. Si riporta una rappresentazione grafica dei coefficienti massimi di sfruttamento.



$$\eta_1 = \frac{\sigma_{Ed}}{f_y / \gamma_{Mserv}} \quad \text{rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali}$$

8.1.7 S.L.E. – “web breathing”

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sottopannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-08, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli, consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazio-

ne S.L.E. frequente, rappresentando da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{xy,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

In cui:

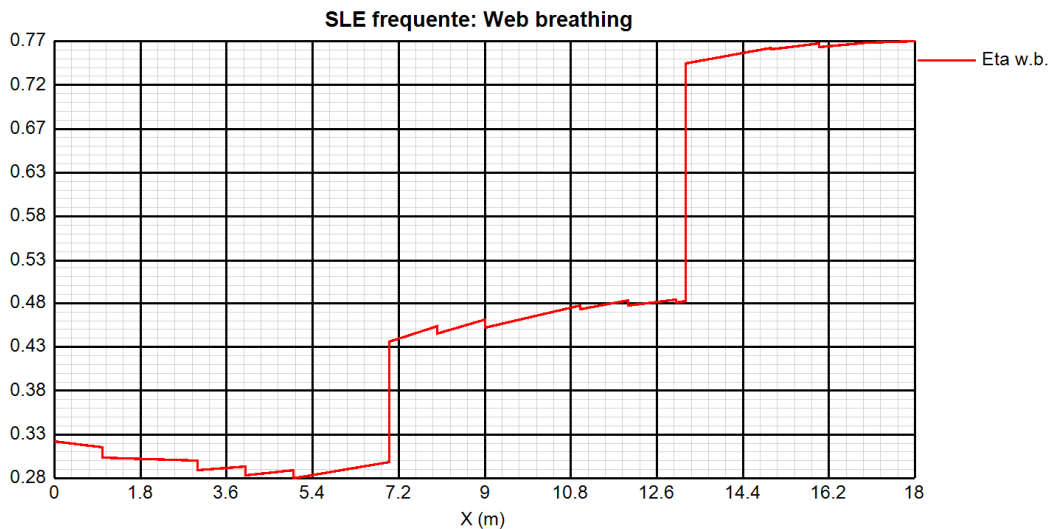
$\sigma_E = 186200(t/h)^2$ tensione critica Euleriana

k_{σ}, k_{τ} = coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica, rispettivamente per Mmax/min e Vmax/min.

La tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

Come testimoniato dalla presenza di coefficienti di sicurezza inferiori a 1.1, le verifiche appaiono in tutti i casi soddisfatte. Si riporta di seguito il grafico dei coefficienti di utilizzo a web breathing.



Coefficiente di sfruttamento a web breathing

9. VERIFICA CONNESSIONE TRAVE SOLETTA

9.1.1 Generalità

Le specifiche relative al detailing della connessione trave-soletta sono contenute in NTC-08, 4.3.4.1.2 e C.4.3.4. delle relative istruzioni; per quanto riguarda i riferimenti Eurocodice, i cui contenuti sono perfettamente identici, si fa riferimento a EN 1994-1 e EN 1994-2. Le piolature adottate sono tutte a completo risprino di resistenza.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

- Verifica tensioni S.L.U. (valido per sezioni con $\eta_1 \leq 1$)

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.U. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{\max}/M_{\min} , V_{\max}/V_{\min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.U.:

$$v_{L,Ed}(x) = V_{Ed}(x) S/J$$
$$v_{L,Ed}^{ULS} \leq 1.1 N_i/l_i P_{Rd}$$

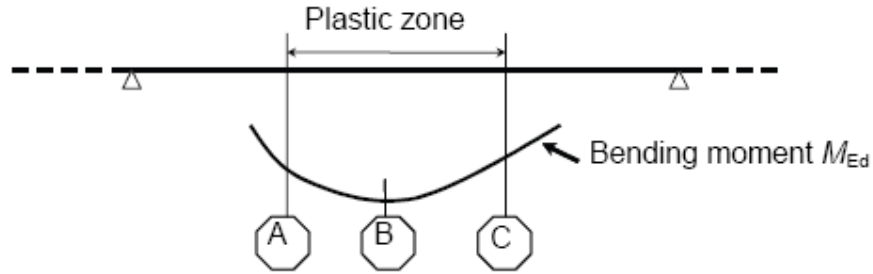
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

Tale approccio risulta ovviamente valido solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse extra elastiche ($\eta_1 \leq 1$). Per sezioni di classe 1-2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico η_1 risulta maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante V_e scorrimento v_L mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

- Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Nelle zone plasticizzate (in generale a momento negativo) non risulta più valido l'approccio di calcolo dell'azione nei pioli basata sul flusso elastico: in questo caso, infatti, il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

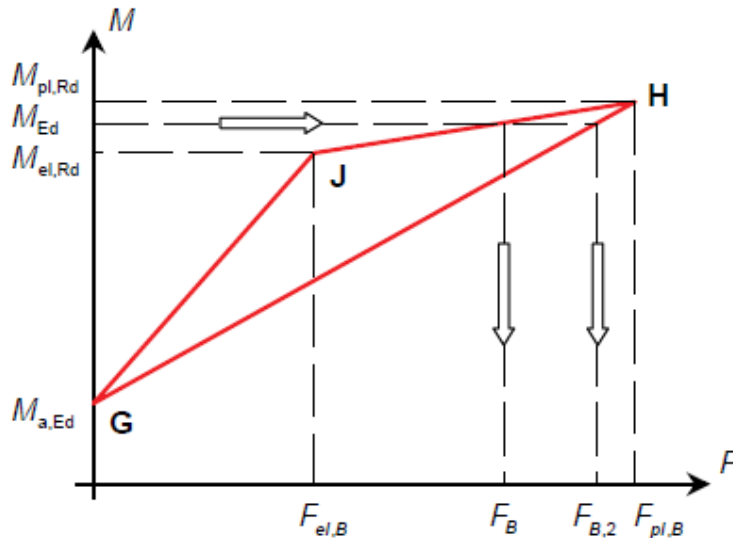
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati nello schema seguente. I punti di boundary sono individuate dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio dei conci di soletta compresi tra la boundary ed il punto di minimo momento.

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo.

L'azione assiale N_B è la risultante delle azioni in soletta, da valutarsi con riferimento all'effettivo stato, parzialmente "plastico" della sezione. Per il calcolo, si fa riferimento ai criteri di "non linear resistance to bending" contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4..(6), con l'ausilio della costruzione riportata nel diagramma seguente, che riporta in un sistema d'assi M/N, i possibili stati della sezione di minimo momento flettente.



Si indica con:

- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto

$M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione

$F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1

H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).

J punto corrispondente allo yielding del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{El,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{El,Rd}$).

Come si nota dal diagramma, l'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} . In alternativa, operando in maniera semplificata, risulta possibile stabilire un limite superiore a N_B , intercettando direttamente la retta GH.

Si segue l'approccio "rigoroso" che, pur comportando la necessità di valutare $M_{el,Rd}$, comporta una stima più accurata di N_B .

Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$, viene valutato il fattore "k" (≤ 1) che, applicato al momento flettente agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$ (derivante da fase 2 e fase 3) comporta un quadro tensionale al limite di snervamento, e che implica pertanto l'espressione:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,ED}$$

Si avrà pertanto, con riferimento alle fibre estreme della sezione:

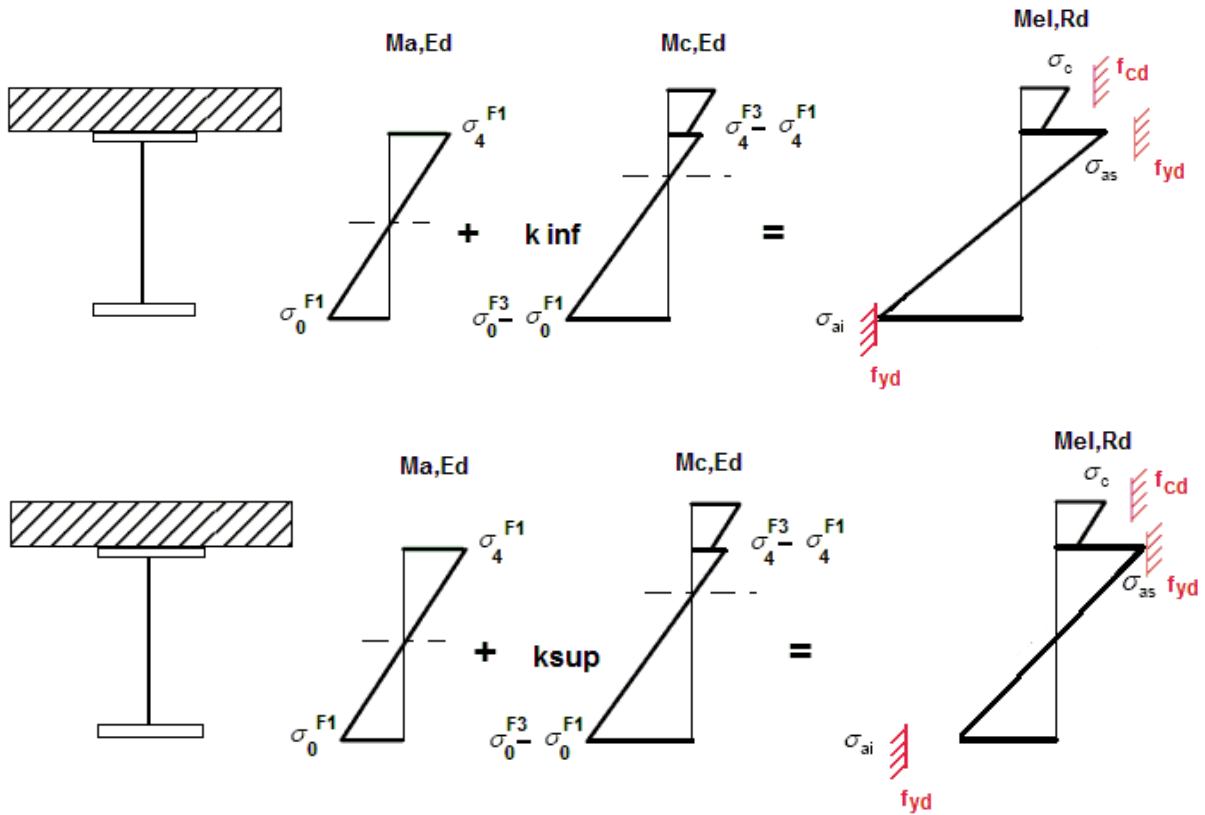
$$k = f_{yd} - \sigma_{ifl} / \Delta\sigma_i$$

i = 1 o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

σ_{ifl} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

Si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



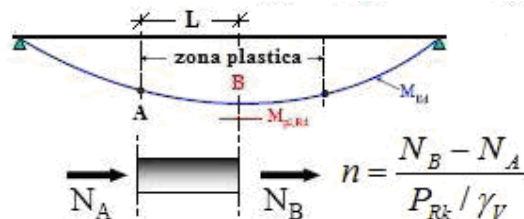
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

Noto k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k * (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 * A_{soletta}$$

Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da $M_{el,Ed}$.

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



- Verifica tensioni S.L.E.

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.E. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{\max}/M_{\min} , V_{\max}/V_{\min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.E..

Il criterio di confronto dello scorrimento con la portanza della piolatura è identico a quello visto per la verifica delle tensioni S.L.U. , con ovvia sostituzione delle grandezze.

$$v_{L,Ed}^{SLS} \leq N_i/I_i k_s P_{Rd}$$

- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta, assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace (b_{eff}) in accordo a En 1994-2. 6.2.2.4 (3). Si ha quindi:

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / b_{eff}$$

essendo $V_{Ed} = N$ ritiro/ N termica

Per i pioli da inserire nella parte di travi di lunghezza b_{eff} , si ha:

$$n \text{ pioli} = v_{L,Ed,max} / P_{Rd}$$

Nella fattispecie si ha:

$$v_{L,Ed} = 1279 \text{ N/mm} \quad \text{Ritiro}$$

$$v_{L,Ed} = 1034 \text{ N/mm} \quad \text{Termica } +/-10^\circ \text{ nella soletta}$$

$$v_{L,Ed} = 1034 * 1.2 + 1279 * 1.2 = 2776 \text{ N/mm} \quad \text{totale}$$

$$n \text{ pioli} = 25.3 \text{ pioli/m}$$

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

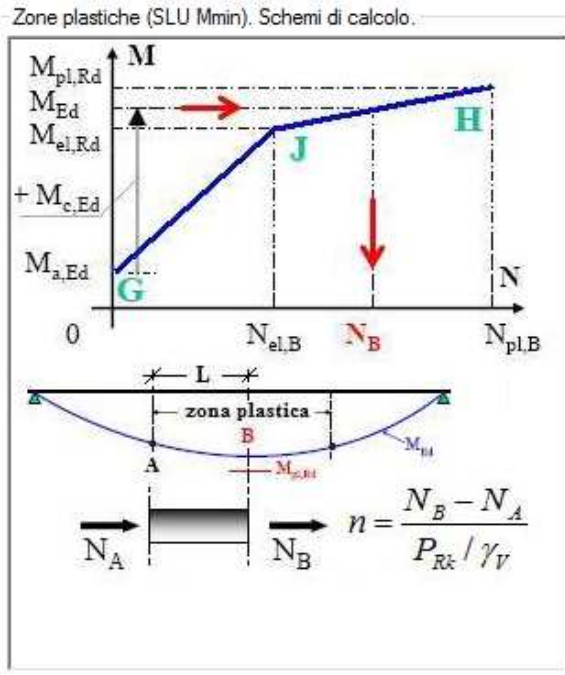
$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 115992 N

$v_{L,Ed}$	= 872	<	$n * P_{Rd}$	= 2737 N/mm
------------	-------	---	--------------	-------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 25 N°pioli/m E_{cm}= 33346 N/mm²
h= 220 mm f_u= 450 N/mm² K_s= 0.6
Alfa= 1 f_{ck}= 32 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	S _{sy(4)}	J _y	v _{L,Ed}
2a	-5.84E+5	5.958E+7	1.236E+11	-281.4
2b	0E+00	6.537E+7	1.307E+11	0
2c	0E+00	4.948E+7	1.114E+11	0
3a	0E+00	8.274E+7	1.525E+11	0
3b	-1.088E+6	8.274E+7	1.525E+11	-590.2
Tot				-871.6



9.1.2 Caratteristiche piolatura

Per la trave in esame, si prevede l'adozione delle seguenti tipologie di piolatura:

Piolatura di estremità - conci C1-C5:

n. 25 pioli/m = 5 f22/ 200 mm

Piolatura corrente per tutti i conci C2-C3-C4

n. 20 pioli/m = 4 f22/ 200 mm

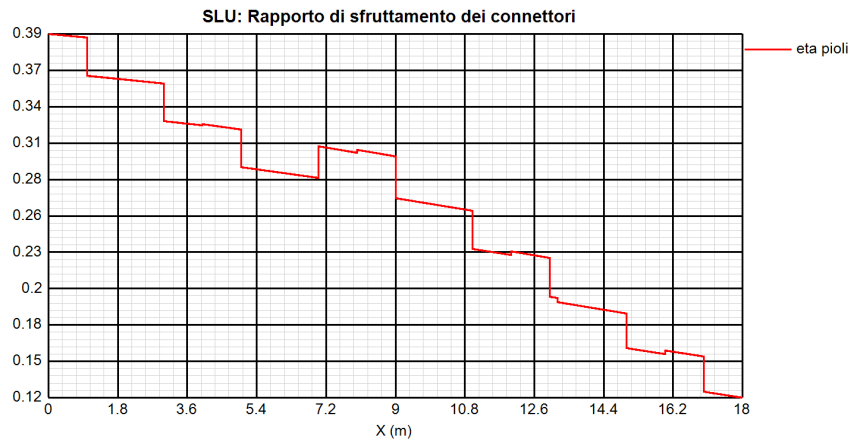
Le caratteristiche della piolatura di progetto vengono definite compiutamente nei capitoli seguenti, esaminato l'esito delle verifiche.

9.1.2.1 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. – S.L.E.

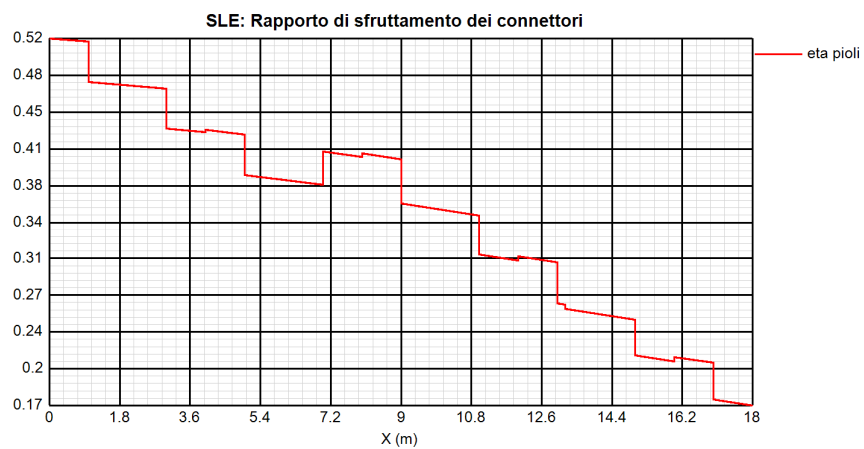
Il calcolo dello scorimento nelle varie sezioni di verifica ed il confronto con la piolatura di progetto viene effettuato in automatico dal programma PontiEC4 nell'ambito delle condizioni considerate (Mmax/min e Vmax/min).

I grafici riepilogano, rispettivamente per lo S.L.U. e lo S.L.E., il calcolo dei massimi rapporti di sfruttamento "elastici" $v_{L,Ed} / N / i P_{Rd}$.

Le verifiche S.L.U. (ove applicabili) e S.L.E. appaiono pertanto soddisfatte.



SLU – Rapporto di sfruttamento lungo la trave



SLE – Rapporto di sfruttamento lungo la trave

1.1.1 Verifica plastica S.L.U.

La verifica plastica della piolatura non si esegue, in quanto, come si vede dai grafici riportati sopra, il rapporto di sfruttamento elastico è sempre minore dell’unità.

9.2. VERIFICHE A FATICA

9.2.1 Generalità

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (cfr. istruzioni NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9).

In estrema sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del singolo transito di uno specifico modello di carico (FLM3), opportunamente calibrato mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$ ampiezza escursione tensioni, valutata dalla combinazione di progetto a fatica (comp. non ciclica + comp. ciclica da FLM3).

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2E6 cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

Verifica:

$$\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza a quanto previsto dalle istruzioni e dal N.A.D., e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{FF} = 1$$

$\gamma_{Mf} = 1.35$ alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento a NTC-08, cap. 5, equivalente a EN 1991-2 cap. 4.6.

Con riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-08 cap. 5, o indifferentemente da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), la strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2 (strade e autostrade con flusso medio del traffico pesante).

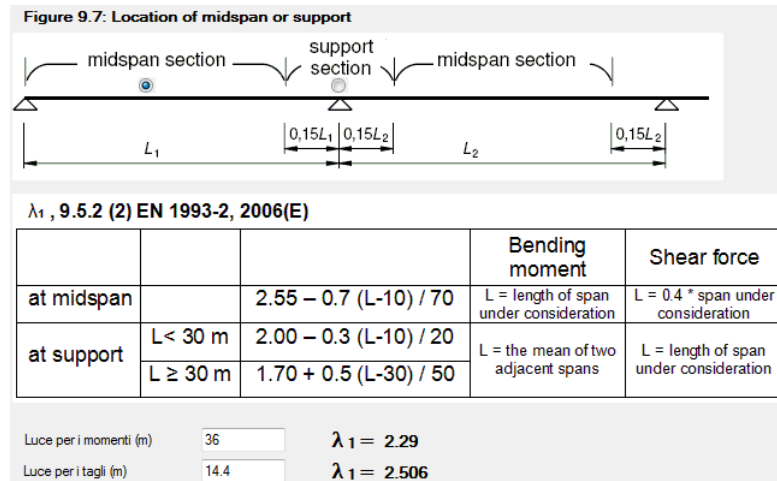
Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane

Traffic categories		N_{obs} per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$

Coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2).



Coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per i dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{Obs} = 0.5e6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. precedente)

$N_0 = 0.5e6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento ti-

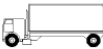

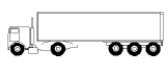
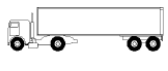
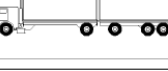
po "local traffic" , e valutato se-

condo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-08 cap. 5, e di seguito riportata.

Table 4.7 - Set of equivalent lorries

VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium distance	Local traffic	
LORRY	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Si ottiene pertanto:

$$Q_{ml} = 316.7 \text{ kN}$$

$$\lambda_2 = 0.66$$

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

Si ha pertanto:

$$Q_{mlv} = 360.2 \text{ kN}$$

$$\lambda_{v2} = 0.75$$

coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

t_{Ld} = vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal D.A.N., ottenendo:

$$\lambda_3 = 1.00$$

Per la verifica dei connettori, la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$$\lambda_{v3} = 1.00$$

coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

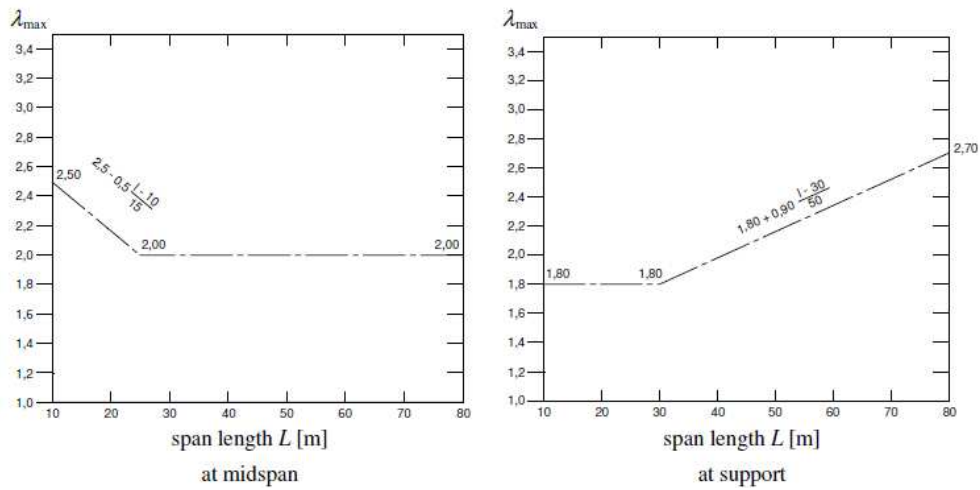
La formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame essendo presente una unica corsia di marcia si ha $\lambda_4 = 1$.

Coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



Amplificazione dinamica

Con riferimento a quanto previsto in EN 1991-2, il fattore di amplificazione dinamica è già incluso nella calibrazione del modello di carico FLM3.

Come indicato dalla norma si considera il fattore di impatto per le zone in prossimità dei giunti secondo i criteri indicati al cap. 4.6.1.(6), funzione della distanza dal giunto stesso:

$$\Phi = 1.3(1-D/26)$$

Essendo $D < 6$ m la distanza dal giunto.

Tutti i coefficienti di utilizzo riportati nelle tabelle che seguono sono da intendersi al netto del suddetto coefficiente dinamico. Si evidenzia che nelle zone poste entro i 6 m dalla testata del ponte comunque si hanno coefficienti di utilizzo sempre minori di $1/1.3=0.77$.

9.2.1.1 Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattabanda superiore	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="90"/>		Tabella 8.1: Prodotti laminati ed estrusi e bulloni sollecitati a taglio (EN 1993-
Piattabanda inferiore	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="90"/>		Tabella 8.1: Prodotti laminati ed estrusi e bulloni sollecitati a taglio (EN 1993-
Anima	$\Delta\tau_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="90"/>		Tabella 8.1: Prodotti laminati ed estrusi e bulloni sollecitati a taglio (EN 1993-
Giunzione della piattabanda superiore	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="90"/>	t1 (mm) <input type="text" value="30"/> t2 (mm) <input type="text" value="0"/> e (mm) <input type="text" value="0"/>	Tabella 8.3: Saldature a piena penetrazione (EN 1993-
Giunzione della piattabanda inferiore	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="90"/>	t1 (mm) <input type="text" value="40"/> t2 (mm) <input type="text" value="0"/> e (mm) <input type="text" value="0"/>	Tabella 8.3: Saldature a piena penetrazione (EN 1993-
Composizione tra l'anima e la piattabanda superiore	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="80"/>		Tabella 8.2: Sezioni saldate (EN 1993-1-9)
Composizione tra l'anima e la piattabanda inferiore	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="80"/>		Tabella 8.2: Sezioni saldate (EN 1993-1-9)
Saldatura dell'irrigidente verticale sull'anima	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="80"/>		Tabella 8.4: Attacchi ed irrigiditori saldati (EN 1993-1-9)
Saldatura dell'irrigidente verticale alla piattabanda superiore	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="80"/>		Tabella 8.4: Attacchi ed irrigiditori saldati (EN 1993-1-9)
Saldatura dell'irrigidente verticale alla piattabanda inferiore	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="80"/>		Tabella 8.4: Attacchi ed irrigiditori saldati (EN 1993-1-9)
Saldatura dell'irrigidente longitudinale sull'anima	$\Delta\sigma_R$ (N/mm ²)	<input type="text" value="56"/>		Tabella 8.4: Attacchi ed irrigiditori saldati (EN 1993-1-9)

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	90
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	90
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	80
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	90
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	56

- si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$
- $t < 50$ mm in tutti i casi

Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt.	categoria/dettaglio:	80/9 (*) tab. 8.4 EN 1993-1-9
Saldatura piolo - rottura piolo	categoria/dettaglio:	90/10

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattebande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$
$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.0$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "safe life", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

9.2.2 Verifiche

Come accennato nei capitoli introdottivi, l'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ di tensione viene calcolata sulla base di σ_{max} e σ_{min} derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione di una componente non ciclica delle sollecitazioni, derivata dalla combinazione S.L.E. frequente, con la componente ciclica, derivata dall'involuppo delle sollecitazioni dovute al transito del veicolo FLM3.

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma Ponti EC4 per le categorie di dettaglio indicate al punto precedente.

Relativamente alle sollecitazioni di input, il programma gestisce in automatico le sollecitazioni derivanti dalla combinazione S.L.E. frequente, elaborata come d'uso per Mmax/min e Vmax/min, sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per Mmax/min Vmax/min derivanti dal transito di FLM3, con l'obbiettivo di estrarre il massimo valore di ampiezza di $\Delta\sigma_p$. Il programma procede quindi al calcolo dei $\Delta\sigma_E$, tramite applicazione dei coefficienti λ , ed al confronto del valore calcolato con i $\Delta\sigma_c$ tabellari, opportunamente modificati mediante l'applicazione del size effect k_s , quando rilevante, e del coefficiente di sicurezza γ_{Mf} .

L’iter di verifica comprende il calcolo delle tensioni lungo la sezione per le seguenti situazioni:

combinazione SLF Mmax

comb. S.L.E. frequente max M + comp. ciclica (FLM3) max M

comb. S.L.E. frequente max M + comp. ciclica (FLM3) min M

combinazione SLF Mmin

comb. S.L.E. frequente min M + comp. ciclica (FLM3) max M

comb. S.L.E. frequente min M + comp. ciclica (FLM3) min M

combinazione SLF Vmax

comb. S.L.E. frequente max V + comp. ciclica (FLM3) max V

comb. S.L.E. frequente max V + comp. ciclica (FLM3) min V

combinazione SLF Vmin

comb. S.L.E. frequente min V + comp. ciclica (FLM3) max V

comb. S.L.E. frequente min V + comp. ciclica (FLM3) min V

Contestualmente al calcolo delle tensioni, nell’ambito di ciascuna combinazione SLF viene calcolato il $\Delta\sigma_p$.

Segue quindi:

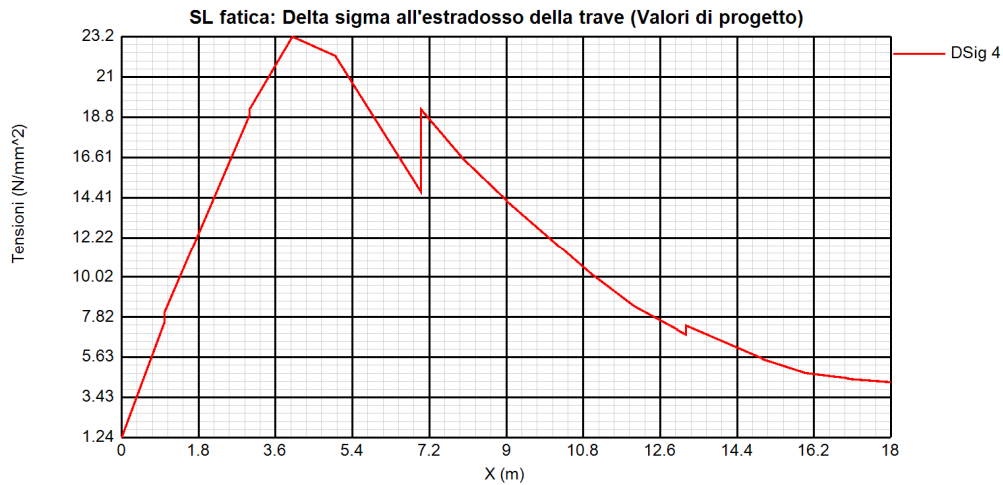
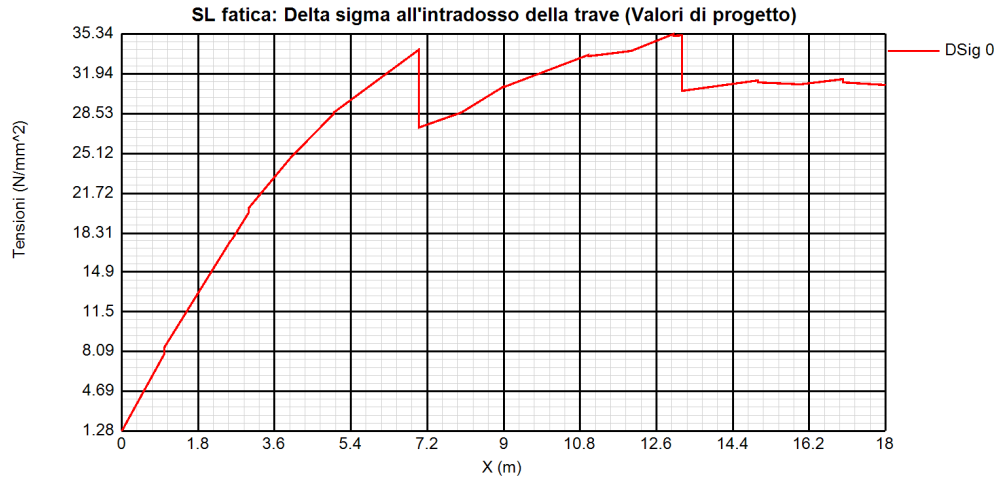
calcolo di $\Delta\sigma_E$, mediante applicazione degli appropriati coefficienti λ .

calcolo di $\Delta\sigma_c$, per i vari dettagli, con applicazione degli appropriati coefficienti di sicurezza e dell’eventuale size effect.

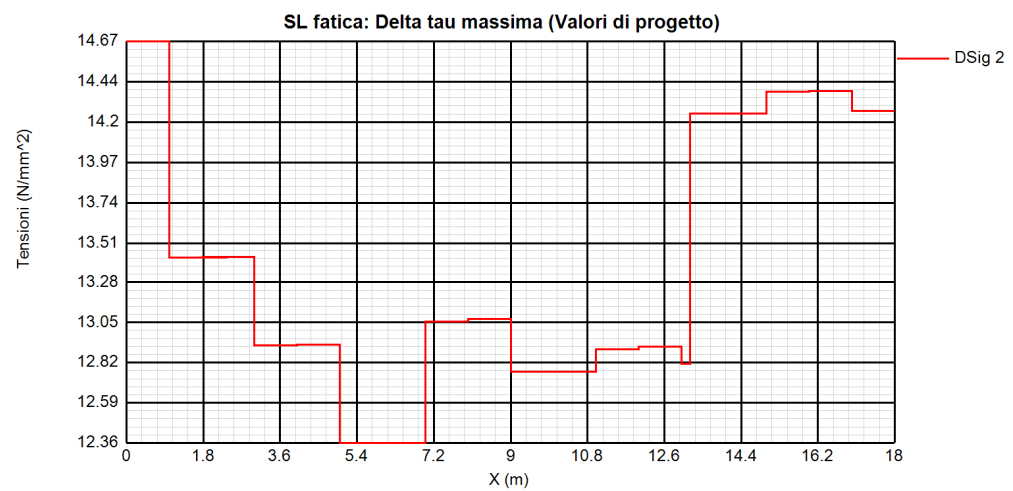
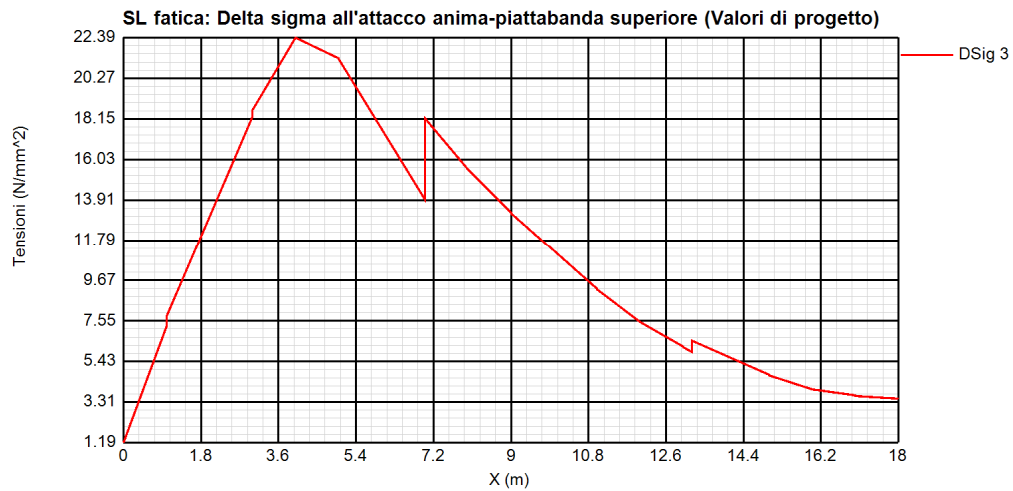
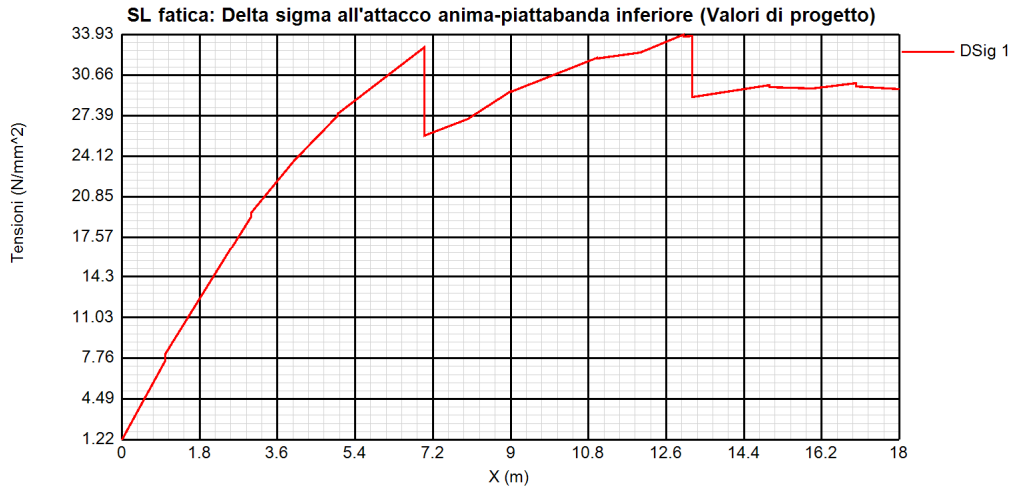
Il calcolo delle tensioni normali e tangenziali nel piolo avviene secondo le medesime modalità relative ai dettagli di carpenteria.

9.2.2.1 Output sintetico verifiche a fatica

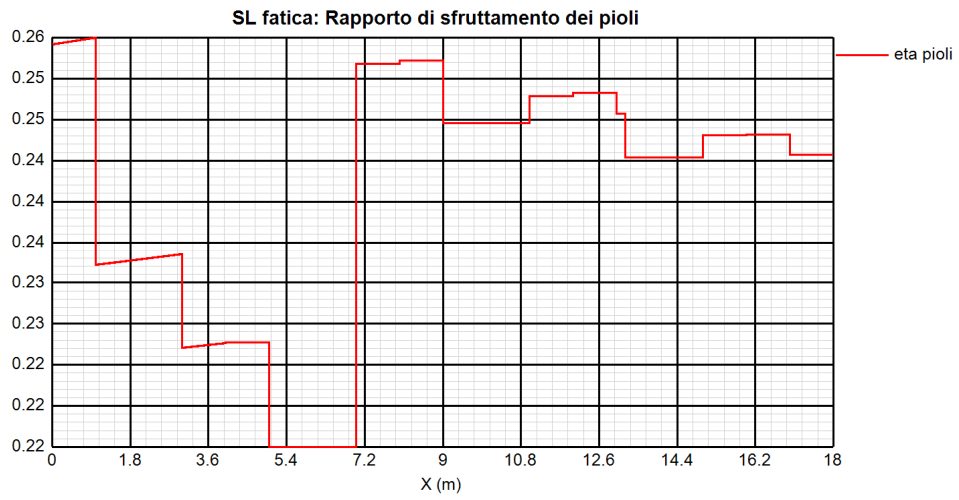
Si riporta di seguito per tutte le sezioni esaminate, il valore del $\Delta\sigma_E$.



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



9.3. VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

La deformazione delle travi principali legata ai carichi permanenti verrà compensata mediante controfreccia di montaggio.

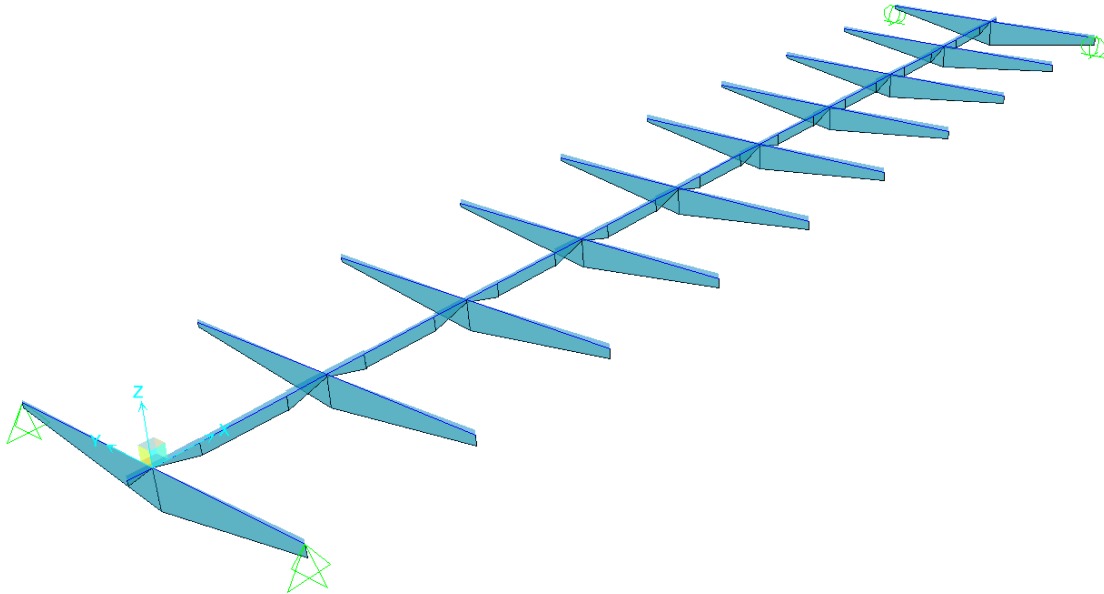
	d (mm)
G1.a	22.4
G1.b	72.1
G2	8.2
0.2 Az Traff	4.6
Valore contromonta	107

La verifica di deformabilità si riconduce quindi al controllo della freccia sotto carichi accidentali, che deve essere contenuta entro $L/500$ (indicando con L la luce della campata).

Freccia massima per carichi accidentali	$f_{acc} = 23 \text{ mm}$
Freccia ammissibile ($L/500$)	$f_{amm} = 72 \text{ mm}$

9.4. Traversi

9.4.1 Sollecitazioni



TRAVERSO DI CAMPATA

	Ved	M mezz		Ved	Med
	[KN]	[KNm]		[KN]	[KNm]
G1a	17	44	1.35	23	59
G1b	61	243	1.35	82	328
G2	16	69	1.5	24	104
Az traf	192	780	1.35	259	1053
				389	1544

9.4.2 Verifiche

Di seguito siriporta i grafici di verifica maggiormente rappresentativi.

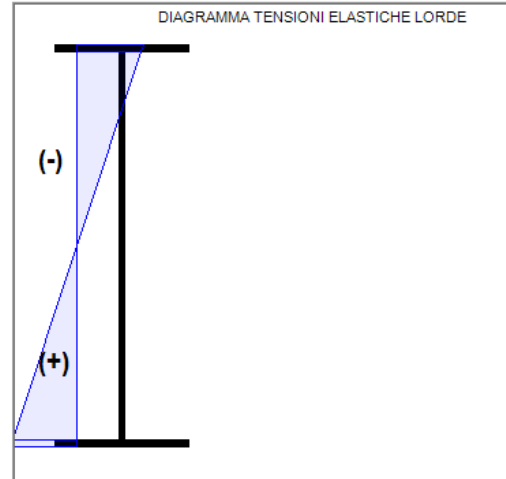
9.4.2.1 Traverso Spalla

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	72.5	600	0.5	-1	3
Piattabanda superiore	9.6				3
Piattabanda inferiore	9.6				1
Classe della sezione					3

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	0E+00	MEd	-1.67E+6	NEd	0E+00
NRd	-1.17E+7	MRd	-5.01E+6	MEd	-1.67E+6
				MRd	-5.01E+6
NEd/NRd	0	MEd/MRd	0.334	MEd/MRd	0.334



Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 3, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	-13...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-131.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-131.1	0.39	σ 4
σ 3	-12...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-126.7	0.0	0.0	0.0	0.0	-126.7	0.37	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	126.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	126.7	0.0	0.0	0.0	0.0	126.7	0.37	σ 1
σ 0	131.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	131.1	0.0	0.0	0.0	0.0	131.1	0.39	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0
Totale, intradosso = 0
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0
Totale, intradosso = 0
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m)

=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1= 0.388

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.347E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
72.5	>	48.951

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 6.897 |sl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Kausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 5.424

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.825E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.807E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.789E+4 \text{ N}$$

chiw= 0.812 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 1.023 MEd,eq= -1.671E+6 Nm
c= 2095.125 Mf,Rd= -3.192E+6 Nm
taucr= 196.07 N/mm² MEd/MfRd= 0.524

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}; V_{pl,Rd})} = 0.14 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.52 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.14 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

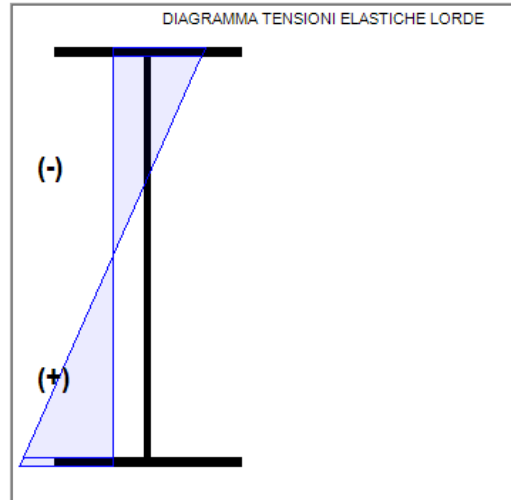
9.4.2.2 Traverso Corrente

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	71.67	450	0.5	-1	3
Plattabanda superiore	9.7				3
Plattabanda inferiore	9.7				1
Classe della sezione					3

=> **Verifica plastica NON APPLICABILE**

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	0E+00	MEd	-1.54E+6	NEd	0E+00
NRd	-8.9E+6	MRd	-3.13E+6	MEd	-1.54E+6
				MRd	-3.13E+6
NEd/NRd	0	MEd/MRd	0.493	MEd/MR	0.493



Fase 1: Platt. Sup in Cl. 3, Anima in Cl. 4, Platt. Inf. in Cl. 1

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	-18...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-186.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-186.1	0.55	σ 4
σ 3	-17...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-177.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-177.8	0.53	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	177.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	177.8	0.0	0.0	0.0	0.0	177.8	0.53	σ 1
σ 0	186.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	186.1	0.0	0.0	0.0	0.0	186.1	0.55	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0
Totale, intradosso = 0
=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0
Totale, intradosso = 0
=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> **Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA**
eta1= 0.55

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.417E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
71.667	>	48.78

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw= 9.302 Isl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Klaus= 0
Epsw= 0.814 Klau= 5.386

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.587E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.573E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.341E+4 \text{ N}$$

chiw= 0.818 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 1.014 MEd,eq= -1.544E+6 Nm
c= 2230.755 Mf,Rd= -2.38E+6 Nm
taucr= 199.25 N/mm² MEd/MRd= 0.649

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.24 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

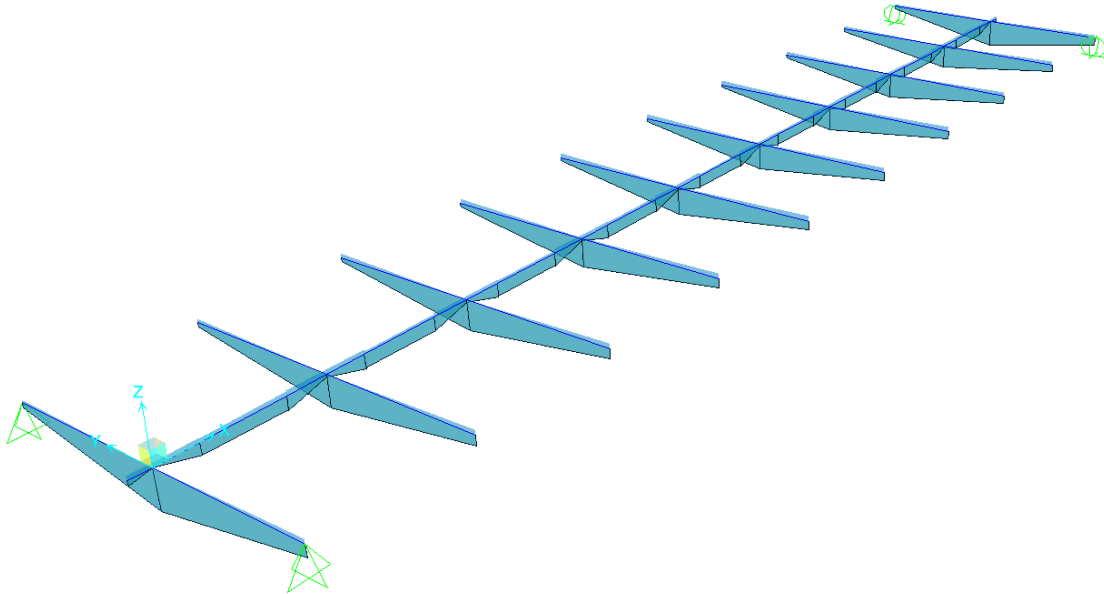
Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.65 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.25 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

9.5. Trave di spina

9.5.1 Sollecitazioni



TRAVE DI SPINA	Ved (max)	Med (max)		SLU	SLU
				Ved	Med
	[KN]	[KNm]		[KN]	[KNm]
G1a	4	33	1.35	5.4	44.55
G1b	62	112	1.35	83.7	151.2
G2	18	15	1.5	27	22.5
Az traf	362	350	1.35	489	472.5
	446	510		605.1	690.75

9.5.2 Verifiche

Di seguito siriporta i grafici di verifica maggiormente rappresentativi.

9.5.2.1 Traverso Spalla

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

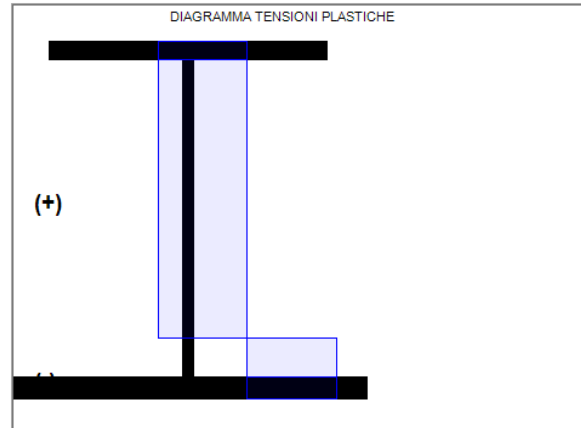
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	28.43	77	0.12	-1.42	1
Plattabanda superiore	7				1
Plattabanda inferiore	7.79				2
Classe della sezione					2

=> **Verifica plastica APPLICABILE**

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	0E+00	MEd	6.91E+5	NEd	0E+00
NRd	-8.98E+6	MRd	1.59E+6	MEd	6.91E+5
				MRd	1.59E+6
NEd/NRd	0	MEd/MRd	0.435	MEd/MR	0.435

=> **Verifica plastica SODDISFATTA**

Fase 1: Platt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 1, Platt. Inf. in Cl. 2



Tensioni su sezione lorda														Tensioni su sezione efficace	
id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 7
σ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 6
σ 5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	179.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	179.7	0.0	0.0	0.0	0.0	179.7	0.53	σ 4
σ 3	162.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	162.9	0.0	0.0	0.0	0.0	162.9	0.48	σ 3
σ 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	σ 2
σ 1	-11...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-115.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-115.0	0.34	σ 1
σ 0	-13...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-134.6	0.40	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 0
 Totale, intradosso = 0
 => Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 0
 Totale, intradosso = 0
 => Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w \left(f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_{M0}} = 1.305E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$$

28.429 < 48.75

=> **Verifica NON NECESSARIA**

a/hw= 10.05 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 0
 Epsw= 0.814 Ktau= 5.38

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.246E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.246E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.835E+4 \text{ N}$$

chiw= 1.2 Appoggio: NON RIGIDO
 lambdaw= 0.403 MEd= 6.908E+5 Nm
 c= 2018.156 Mf,Rd= 1.221E+6 Nm
 taucr= 1264.72 N/mm² MEd/MfRd= 0.566

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.39 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

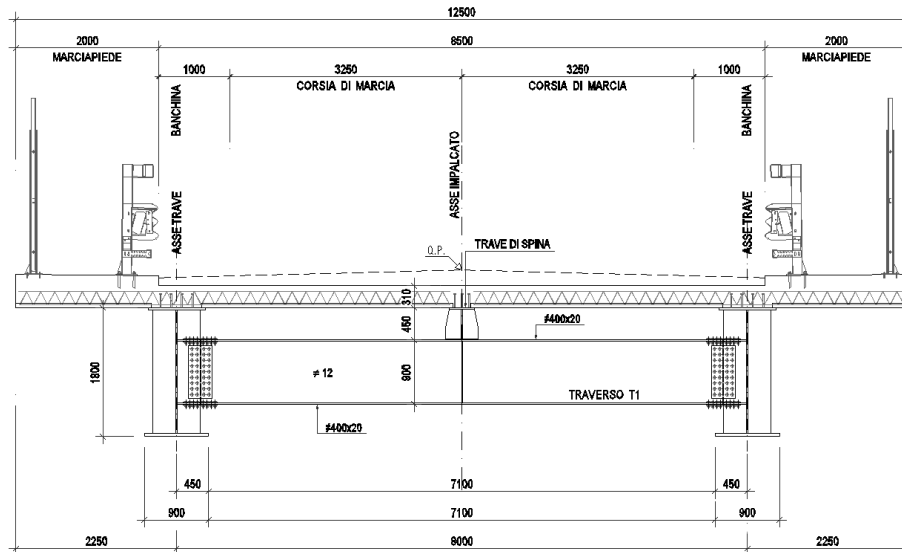
$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.57 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.41 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

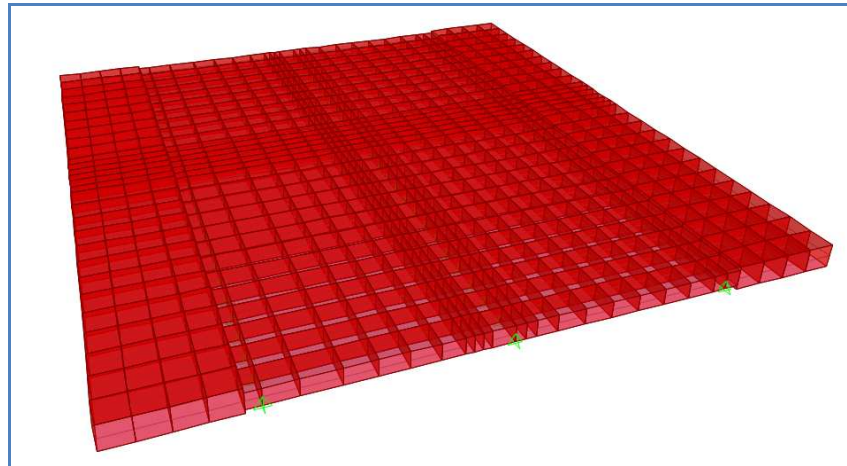
10. SOLETTA

10.1. Analisi trasversale

La soletta dell’impalcato è stata analizzata per mezzo di un modello agli elementi finiti costituito da elementi bidimensionali tipo “shell” di spessore variabile in funzione degli effettivi spessori che la soletta assume rispettivamente nella porzione carrabile dell’opera e nelle porzioni laterali dei marciapiedi. I vincoli esterni adottati sono degli appoggi e sono posizionati in corrispondenza delle anime delle due travi principali ed in corrispondenza della trave di spina centrale. Di seguito si riporta una sezione trasversale dell’impalcato ed un estratto estruso del modello di calcolo.

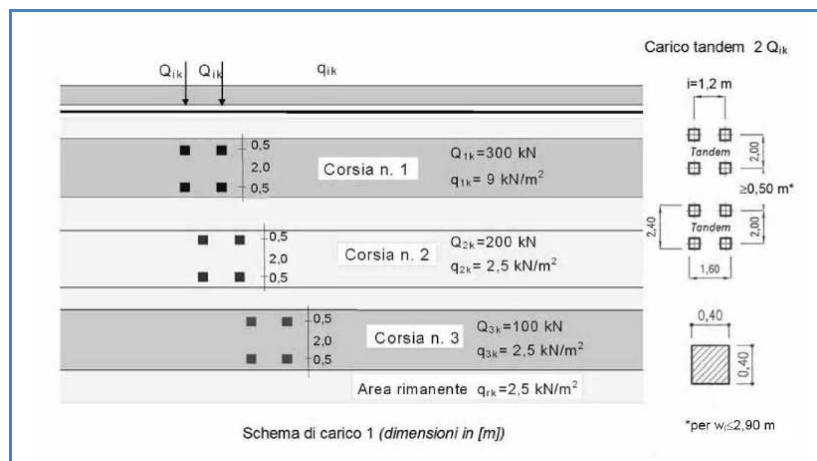


Vista trasversale della carpenteria di impalcato



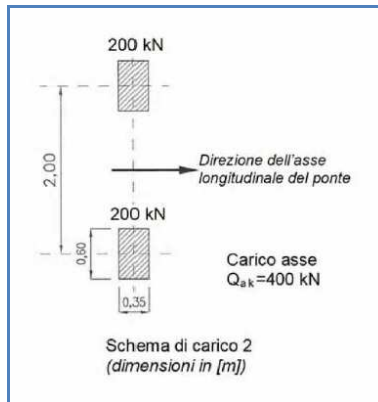
Vista del modello di calcolo utilizzato

I carichi adottati sono quelli prescritti in normativa ed in particolare lo schema di carico 1, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato pari a 0,40 m (Q_{ik}) oltre che da un carico distribuito a metro quadrato (q_{ik}) applicato alla corsia di carico. I valori adottati per i carichi variano in base alla corsia di carico, secondo lo schema di normativa riportato nel seguito.



Schema di normativa relativo allo schema di carico 1

Oltre a questo è stato adottato lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, con larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Nel seguito l’immagine estratta dalla normativa.



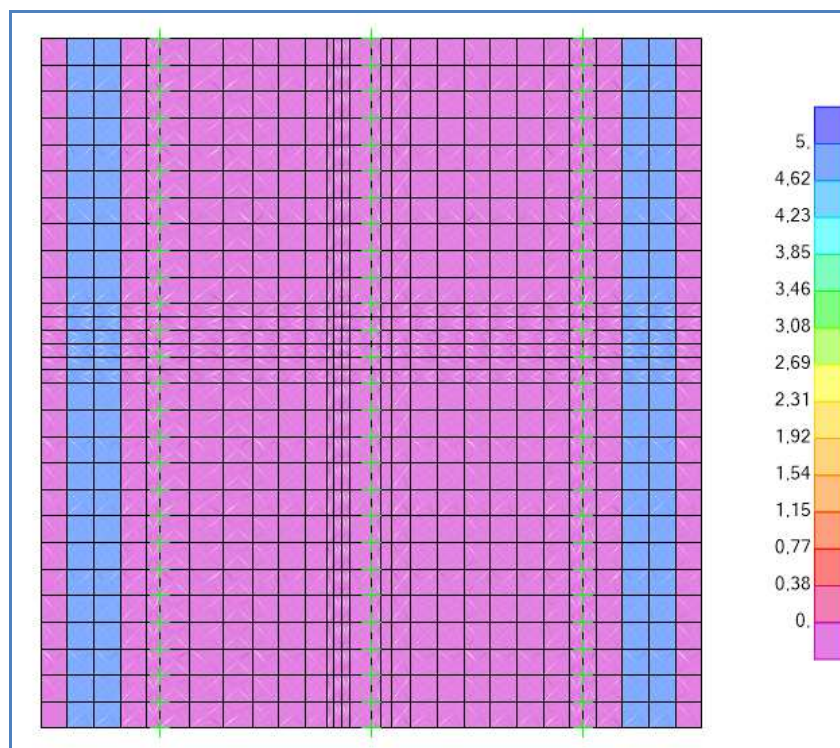
Schema di normativa relativo allo schema di carico 2

Infine occorre tenere in conto anche l’urto di veicoli in svio (q_8); la normativa indica che “*i sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati (la soletta appunto) devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta.... la forza deve essere applicata ad una quota h pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , con $h_1 =$ altezza della barriera $- 0,10$ m e $h_2 = 1,00$ m. Nel progetto dell’impalcato... alla forza orizzontale d’urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal secondo schema di carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa”;*

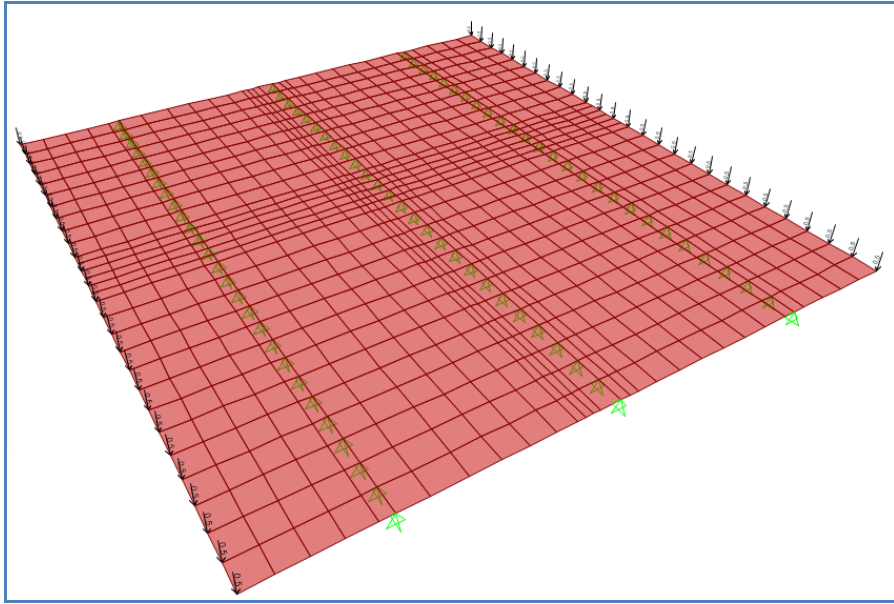
si rimanda inoltre al paragrafo 3.6.3.3.2 della normativa dove si indica che “*in assenza di specifiche prescrizioni.... si può tenere conto delle forze causate da collisioni sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di 100 KN applicata 100 mm sotto la sommità dell’elemento o 1,00 m sopra il piano di marcia. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,50 m*”. Nel caso in esame pertanto si assume come forza agente 100 KN applicata 1,00 m sopra il piano viario; questa darà luogo ad una coppia concentrata di valore pari a 100 KNm applicata in corrispondenza di tre nodi consecutivi posti a passo 50 cm, per un totale di 33 KNm per ciascun nodo.

Come indicato in normativa i carichi sopra descritti utilizzati per il calcolo delle strutture secondarie di impalcato quale è la soletta, si considerano proiettati fino alla linea media della soletta stessa, assumendo un angolo di diffusione di 45° . Individuata quindi l’impronta di applicazione del carico si riportano i carichi concentrati a carichi di superficie per poi applicarli alle shell presenti nel modello di calcolo agli elementi finiti. Quale posizione di applicazione del carico si deve assumere quella di volta in volta più gravosa ai fine delle verifiche. In totale sono stati sviluppati quattro modelli di carico, due per ciascuno dei due schemi. Ciascuno schema è stato applicato, variandone la posizione trasversale, nel primo modello nella mezzeria del concio di soletta analizzato (di sviluppo pari alla

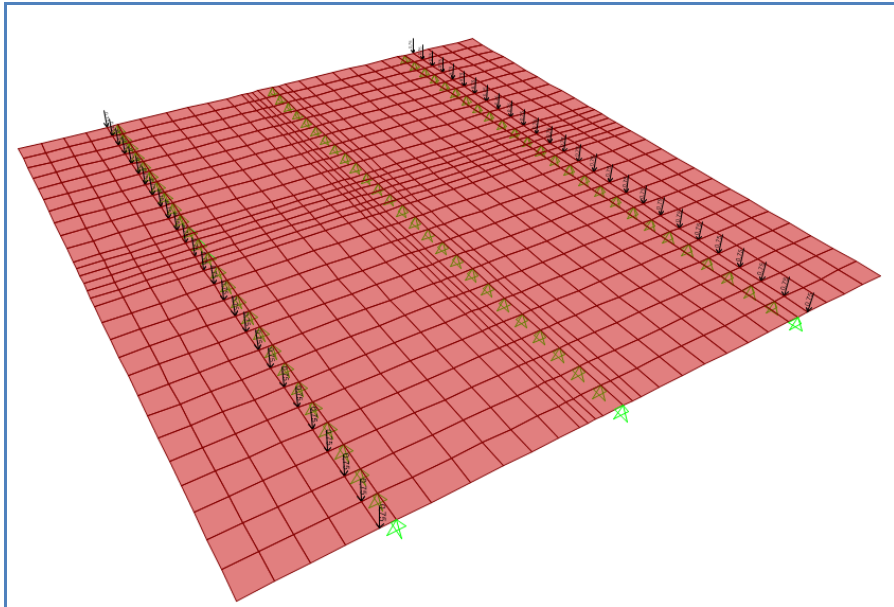
sua larghezza, in modo da limitare gli effetti di bordo) e nel secondo modello nella zona di bordo in modo da simulare il comportamento all’estremità della soletta in prossimità dei giunti. Di seguito si riportano le viste del modello di calcolo dove si individuano le posizioni dei carichi Tandem e dei carichi di corsia permutate trasversalmente. Si riportano inizialmente le viste dei carichi relativi alla pavimentazione stradale che resta costante nei quattro modelli e le viste dei carichi delle reti di protezione, dei due guardrail e del carico folla che può essere presente fra i guardrail e la rete di protezione. Le unità di misura adottate sono il KN ed il metro.



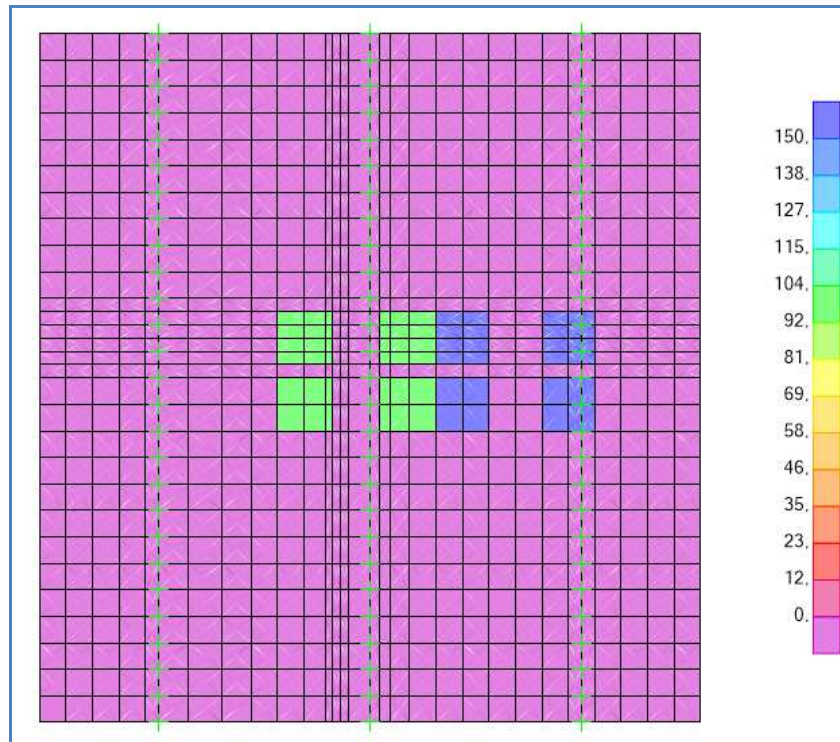
Carico di superficie della folla applicato sui marciapiedi



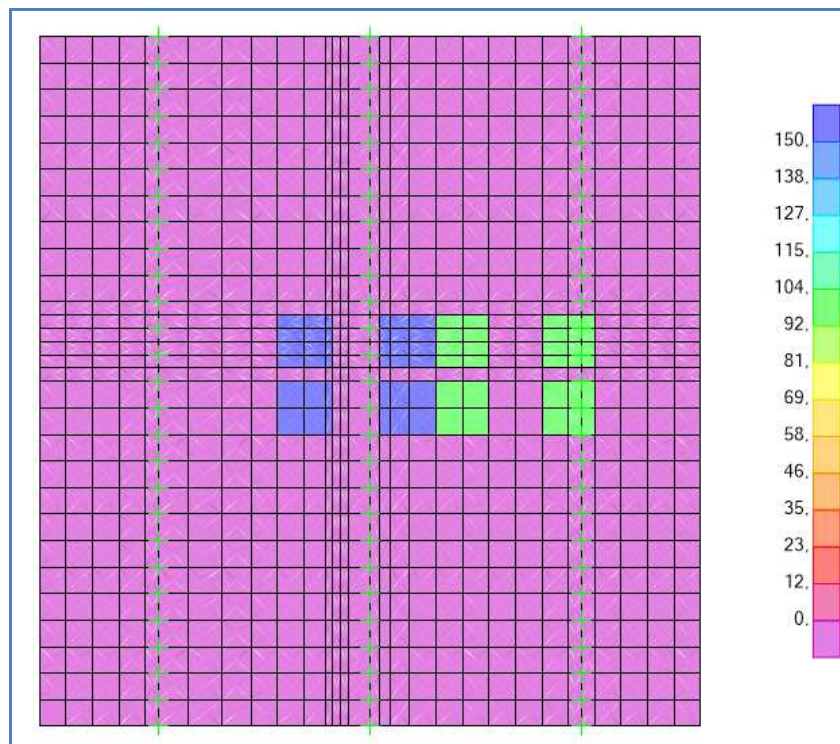
Carichi concentrati delle reti di protezione laterali applicati sui nodi



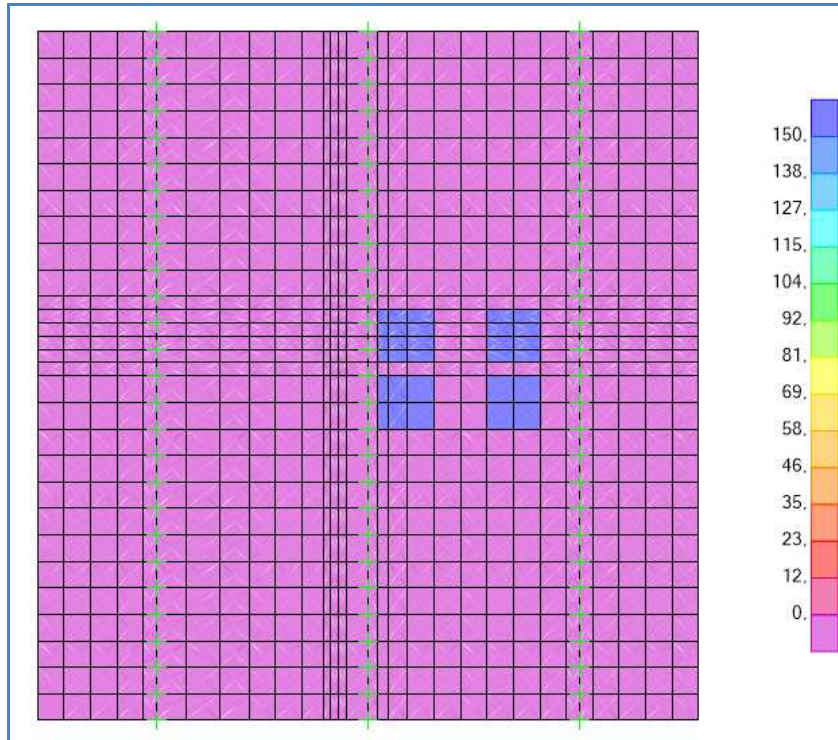
Carichi concentrati dei due guardrail laterali applicati sui nodi



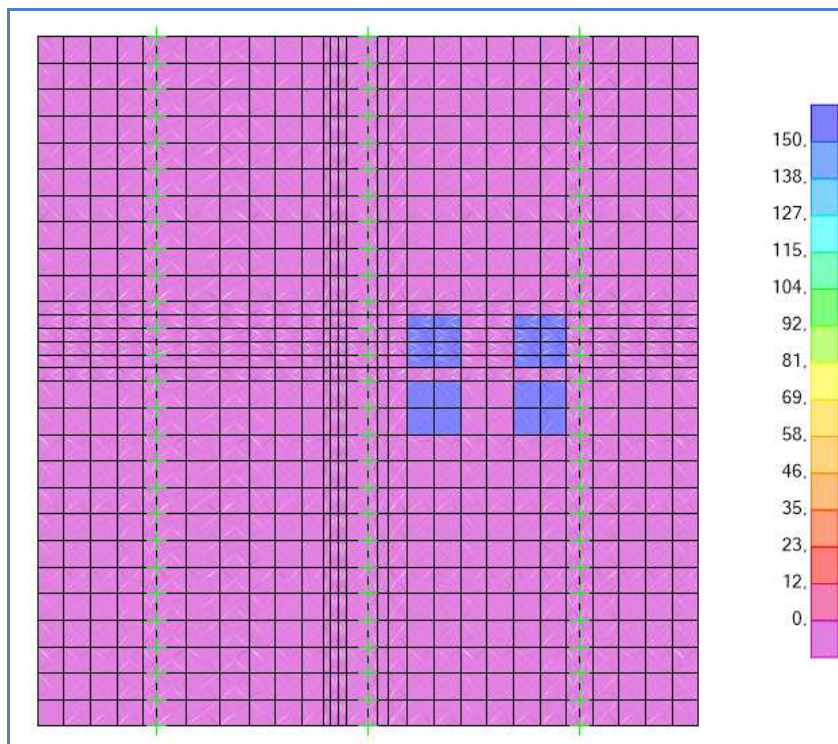
Schema di carico 1 – Disposizione A dei carichi Tandem – Mezzeria soletta



Schema di carico 1 – Disposizione B dei carichi Tandem – Mezzeria soletta

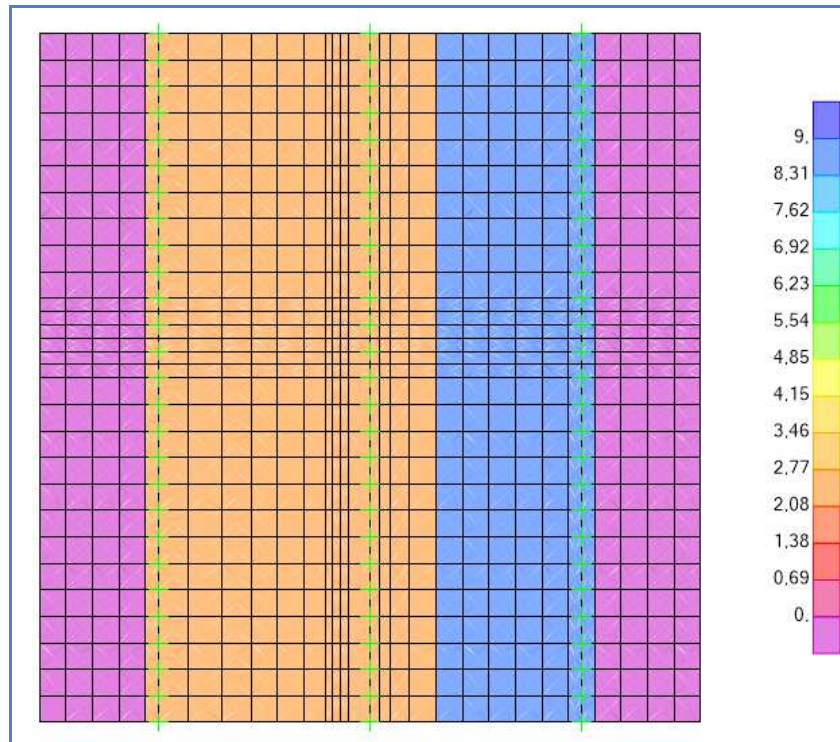


Schema di carico 1 – Disposizione C dei carichi Tandem – Mezzeria soletta

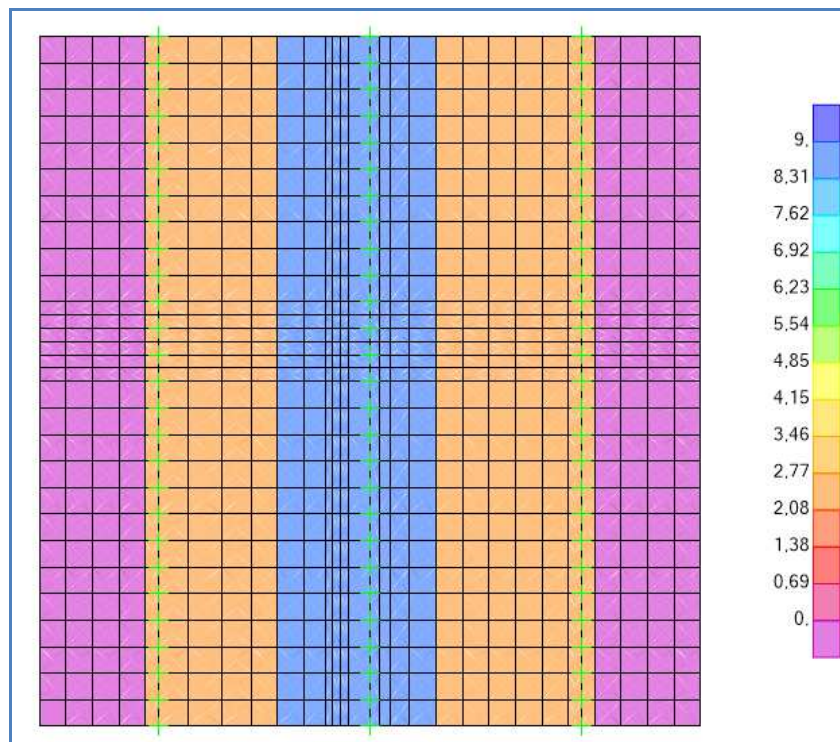


Schema di carico 1 – Disposizione D dei carichi Tandem – Mezzeria soletta

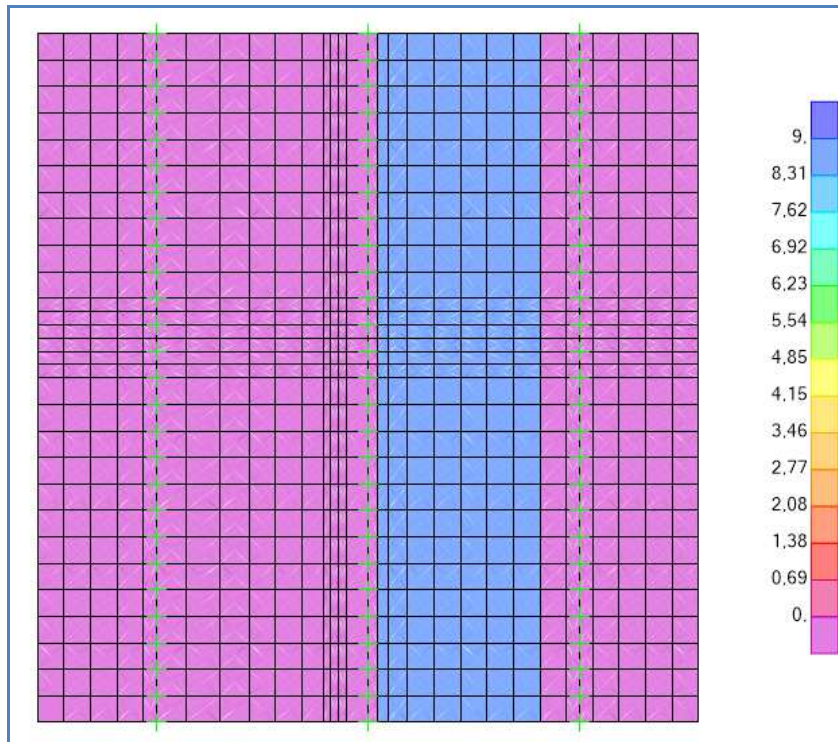
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



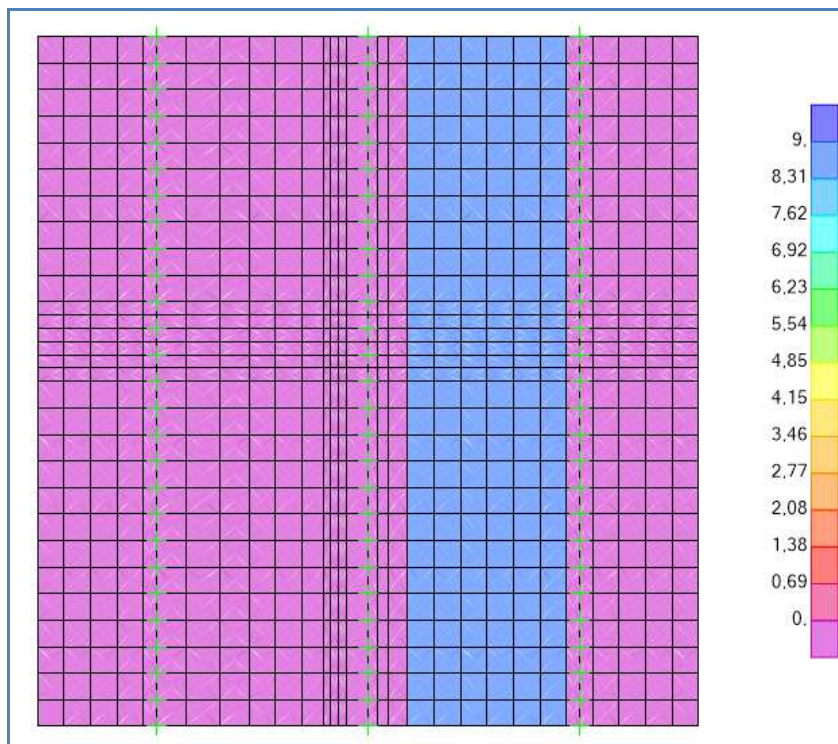
Schema di carico 1 – Disposizione A dei carichi distribuiti di corsia



Schema di carico 1 – Disposizione B dei carichi distribuiti di corsia



Schema di carico 1 – Disposizione C dei carichi distribuiti di corsia



Schema di carico 1 – Disposizione D dei carichi distribuiti di corsia

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

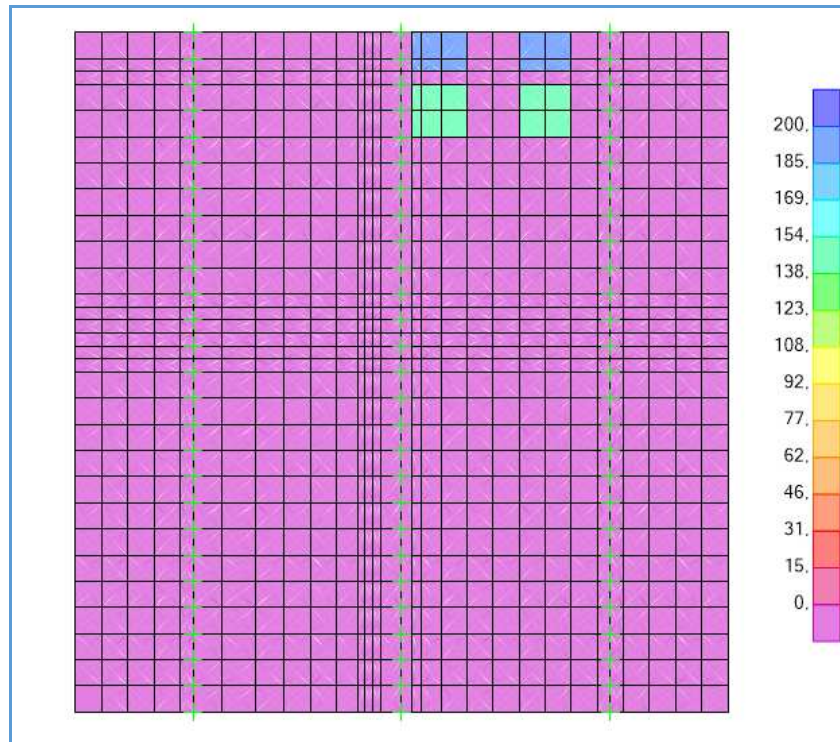


Schema di carico 1 – Disposizione A dei carichi Tandem – Bordo soletta

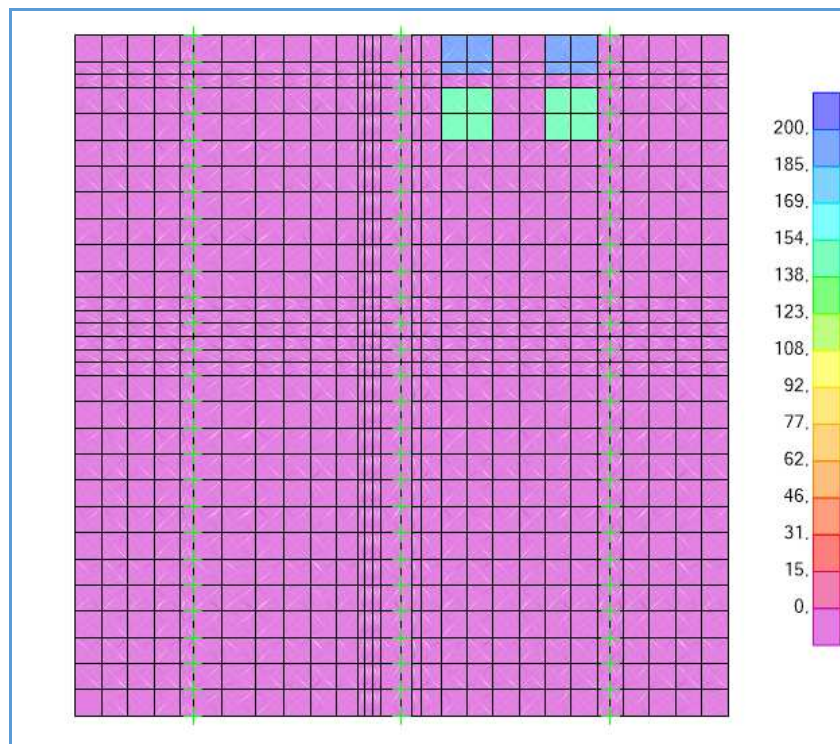


Schema di carico 1 – Disposizione B dei carichi Tandem – Bordo soletta

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

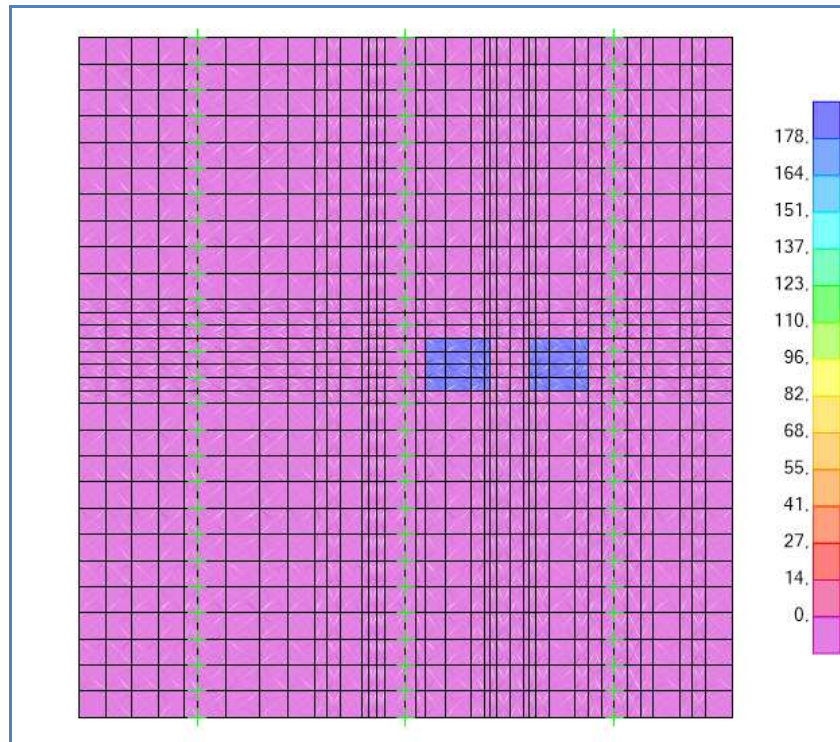


Schema di carico 1 – Disposizione C dei carichi Tandem – Bordo soletta

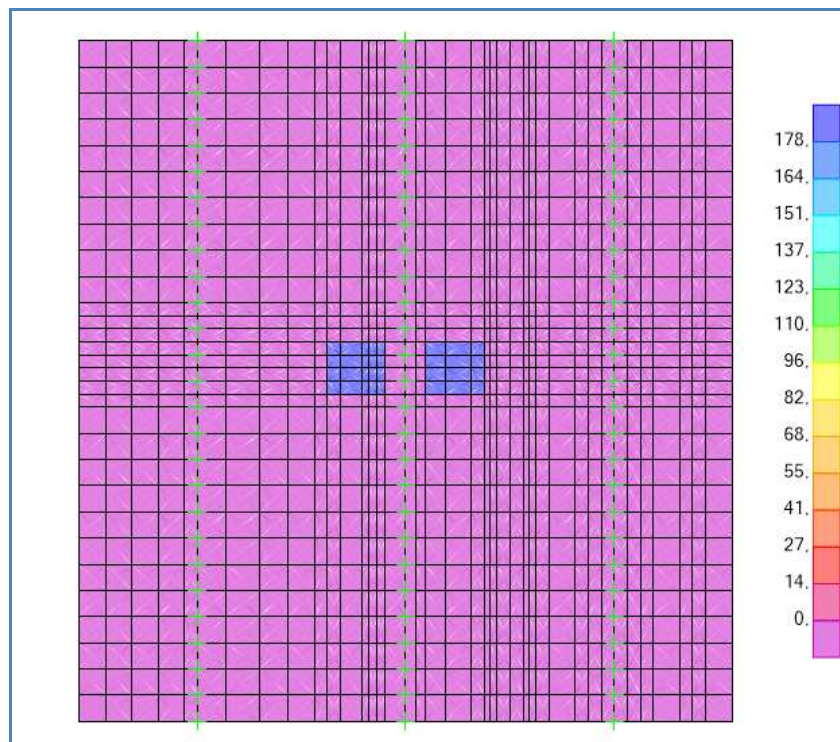


Schema di carico 1 – Disposizione D dei carichi Tandem – Bordo soletta

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



Schema di carico 2 – Disposizione A del carico – Mezzeria soletta

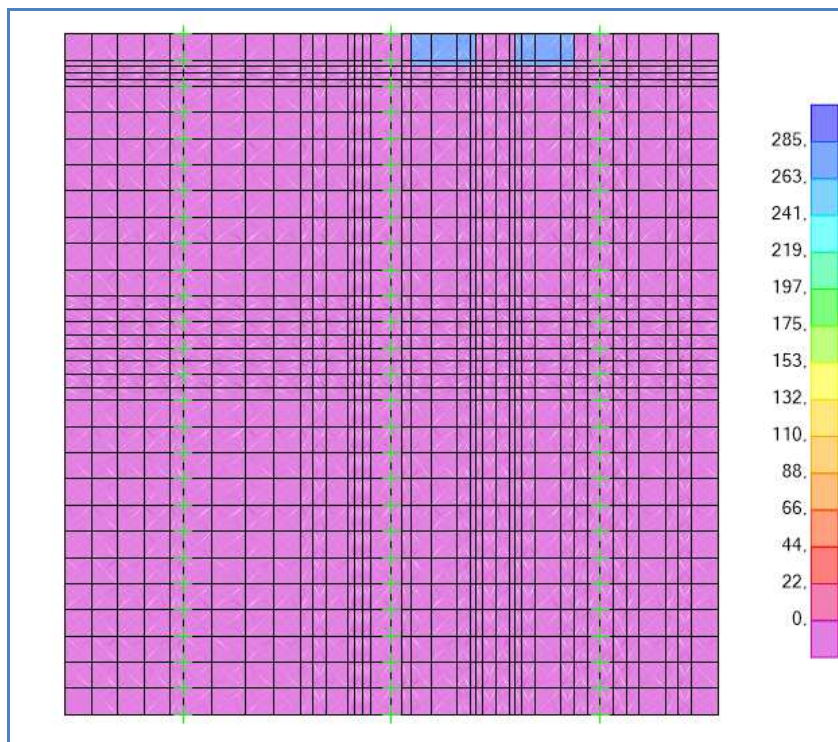


Schema di carico 2 – Disposizione B del carico – Mezzeria soletta

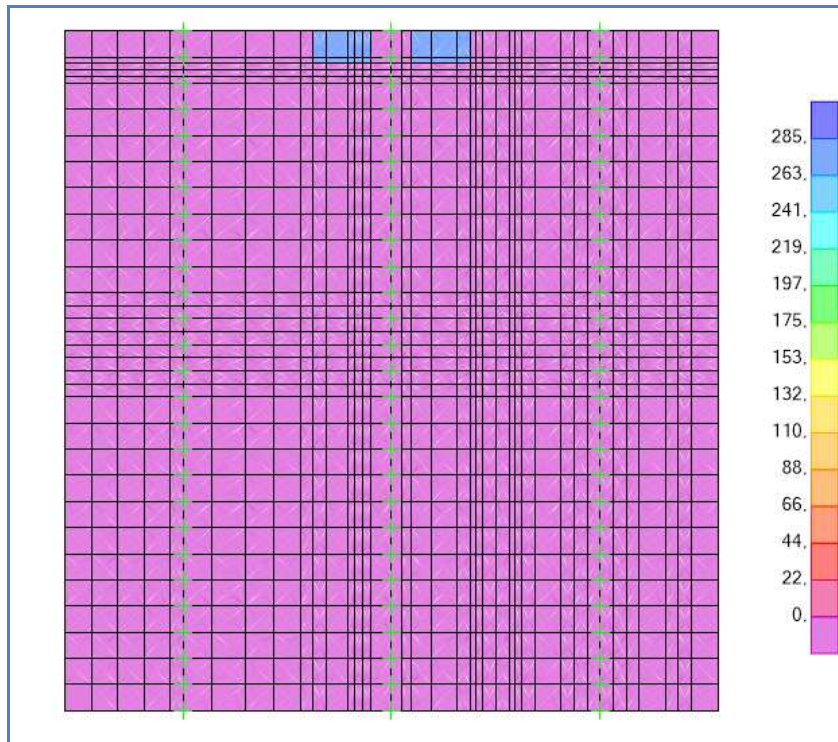
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



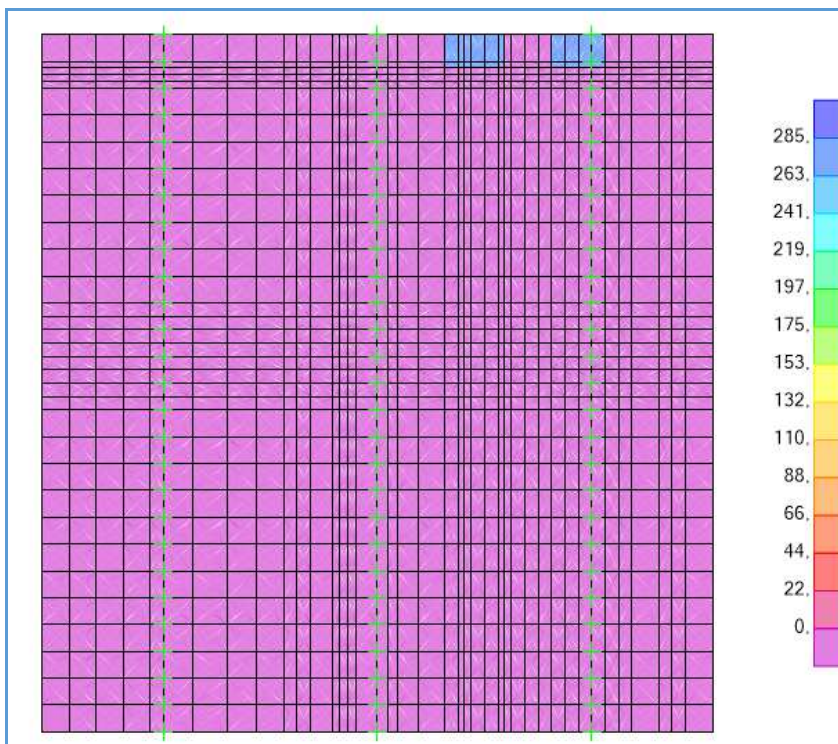
Schema di carico 2 – Disposizione C del carico – Mezzeria soletta



Schema di carico 2 – Disposizione A del carico – Bordo soletta



Schema di carico 2 – Disposizione B del carico – Bordo soletta



Schema di carico 2 – Disposizione C del carico – Bordo soletta

10.2. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico adottate sono quelle indicate dalla normativa; in particolare sono state definite per i due modelli relativi allo schema di carico 1 quattro combinazioni di carico relative allo stato limite ultimo (SLU), una per ciascuna delle posizioni assunte dai carichi mobili e quattro combinazioni di carico agli stati limite di esercizio (SLE) di tipo frequente; per i due modelli relativi allo schema di carico 2 tre combinazioni di carico relative allo stato limite ultimo (SLU) e altrettante relative allo stato limite di esercizio (SLE) di tipo frequente. In entrambi i casi sono state definite due combinazioni di carico involuppo, uno per gli SLU ed una per gli SLE. Per la condizione di carico relativa all’urto del veicolo in svio è stata definita una sola combinazione SLU ed una sola combinazione SLE. Di seguito le tabelle riepilogative con i coefficienti adottati.

COMBINAZIONI DI CARICO – SCHEMA DI CARICO 1								
	SLU-A	SLU-B	SLU-C	SLU-D	SLE-A	SLE-B	SLE-C	SLE-D
G1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
G2-Pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
G2-Guardrail	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
G2-Rete	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
Q1k-A	1,35	-	-	-	0,75	-	-	-
Q1k-B	-	1,35	-	-	-	0,75	-	-
Q1k-C	-	-	1,35	-	-	-	0,75	-
Q1k-D	-	-	-	1,35	-	-	-	0,75
q1k-A	1,35	-	-	-	0,40	-	-	-
q1k-B	-	1,35	-	-	-	0,40	-	-
q1k-C	-	-	1,35	-	-	-	0,40	-
q1k-D	-	-	-	1,35	-	-	-	0,40
Q5	0,675	0,675	0,675	0,675	-	-	-	-

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovone Rocchette – Valle dell’Astico

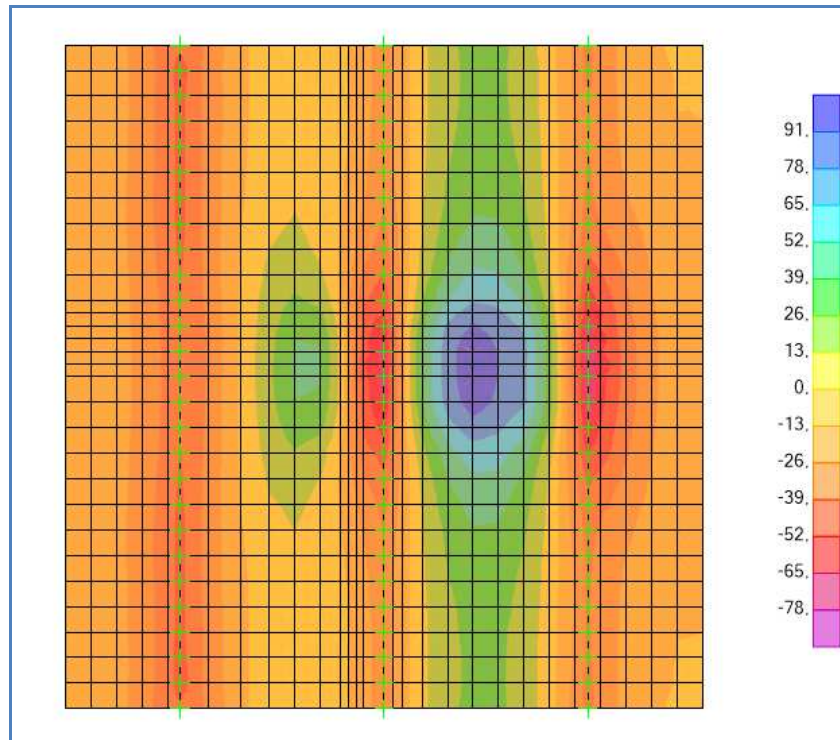
COMBINAZIONI DI CARICO – SCHEMA DI CARICO 2						
	SLU-A	SLU-B	SLU-C	SLE-A	SLE-B	SLE-C
G1	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00
G2-Pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00
G2-Guardrail	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00
G2-Rete	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00
Q2k-A	1,35	-	-	0,75	-	-
Q2k-B	-	1,35	-	-	0,75	-
Q2k-C	-	-	1,35	-	-	0,75

COMBINAZIONI DI CARICO – URTO VEICOLO		
	SLU-A	SLE-A
G1	1,35	1,00
G2-Pavimentazione	1,50	1,00
G2-Guardrail	1,50	1,00
G2-Rete	1,50	1,00
Q2k	1,35	0,75
q8	1,35	0,75

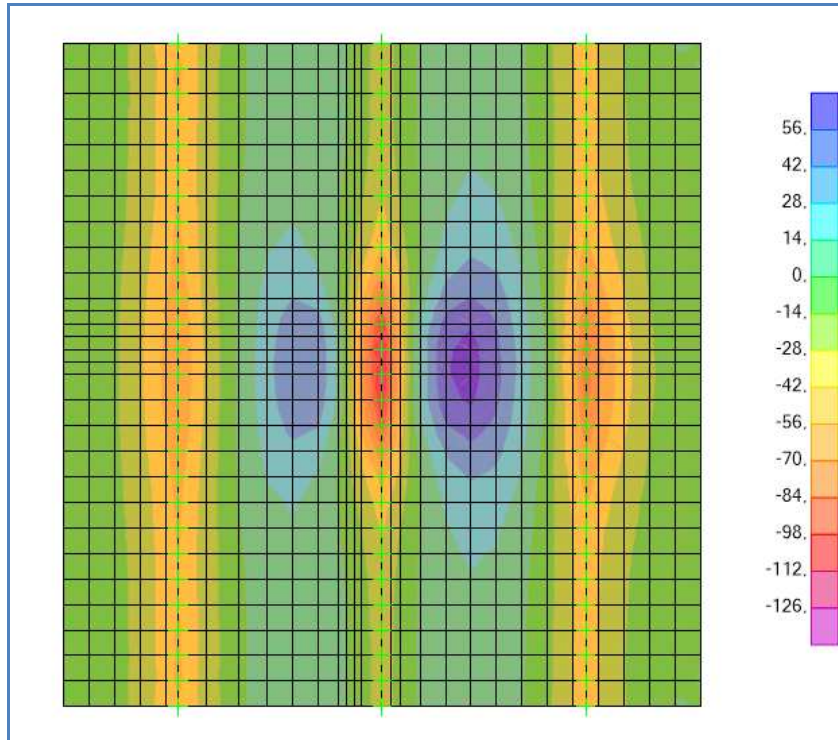
10.3. Sollecitazioni

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute dai modelli agli elementi finiti sviluppati; in particolare per ciascun modello si riportano i digrammi del momento flettente $M1$ (con riferimento sia ai massimi valori positivi sia ai massimi valori negativi) ed i diagrammi dei tagli $V13$ e $V23$ (con riferimento sia ai massimi valori positivi sia ai massimi valori negativi). Le unità di misura adottate sono il KNm/m per il momento flettente ed il KN/m per il taglio.

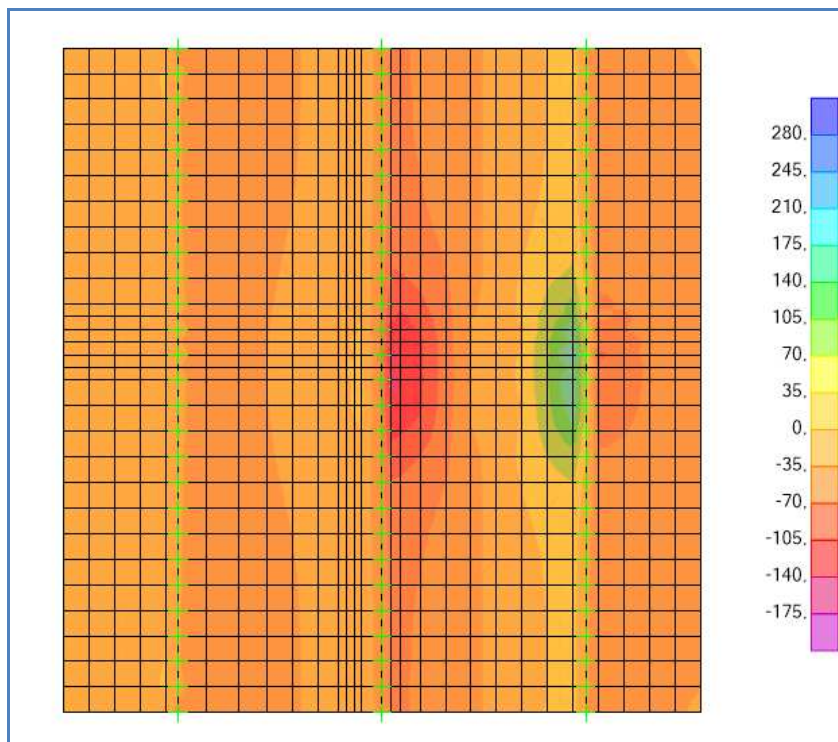
10.3.1 Schema di carico 1 – zona interna soletta



Schema di carico 1 – $M_{11,MAX}$ – Inviluppo – Mezzeria soletta

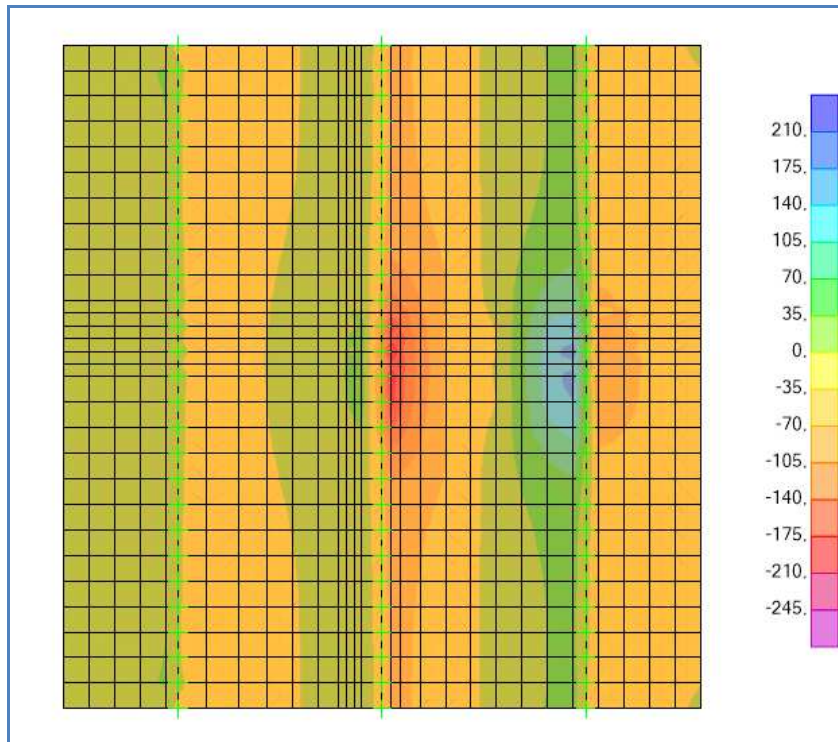


Schema di carico 1 – $M_{11,MIN}$ - Involuppo – Mezzeria soletta

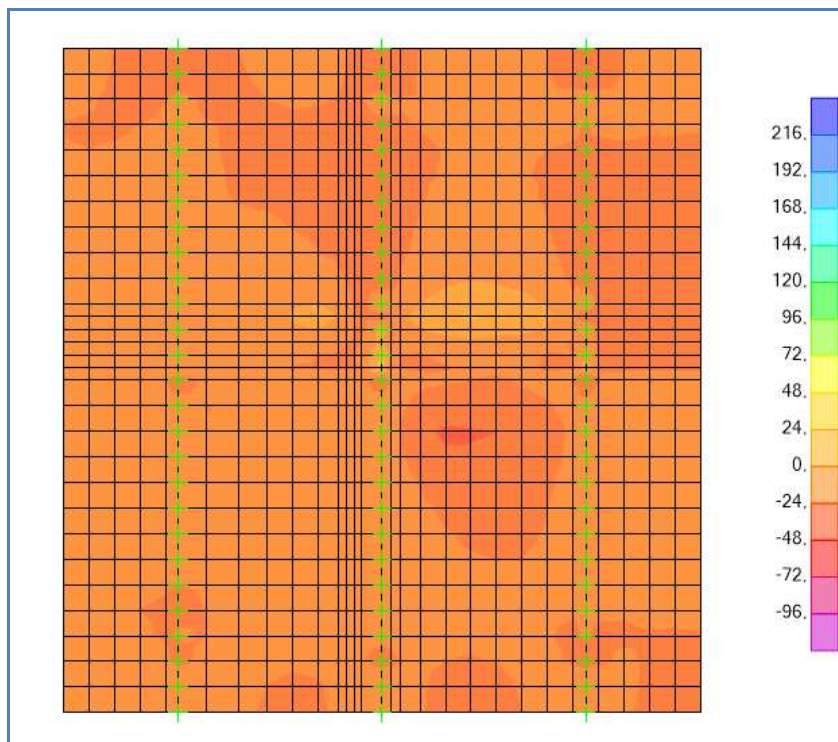


Schema di carico 1 – $V_{13,MAX}$ - Involuppo – Mezzeria soletta

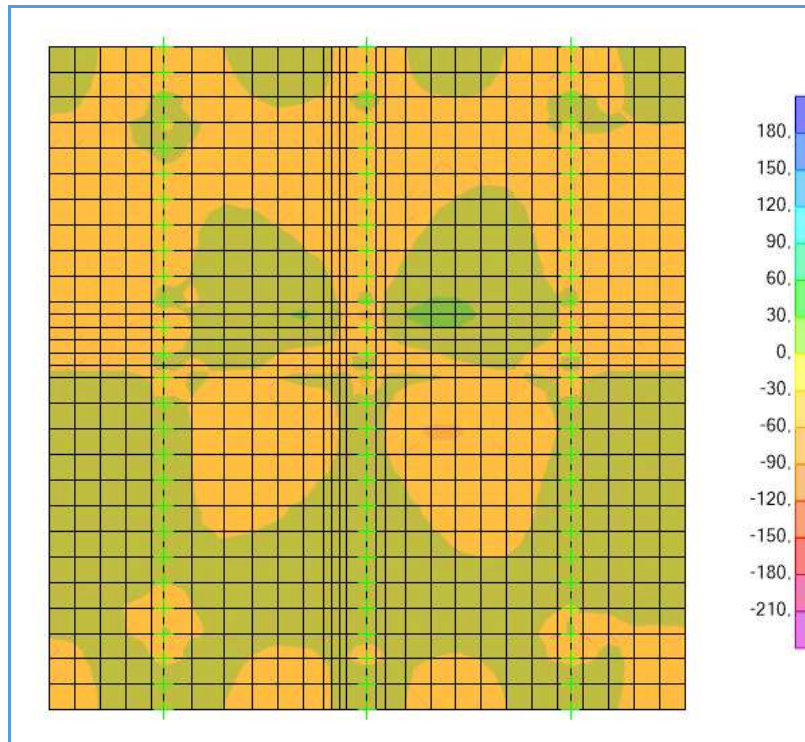
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



Schema di carico 1 – $V_{13.MIN}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta

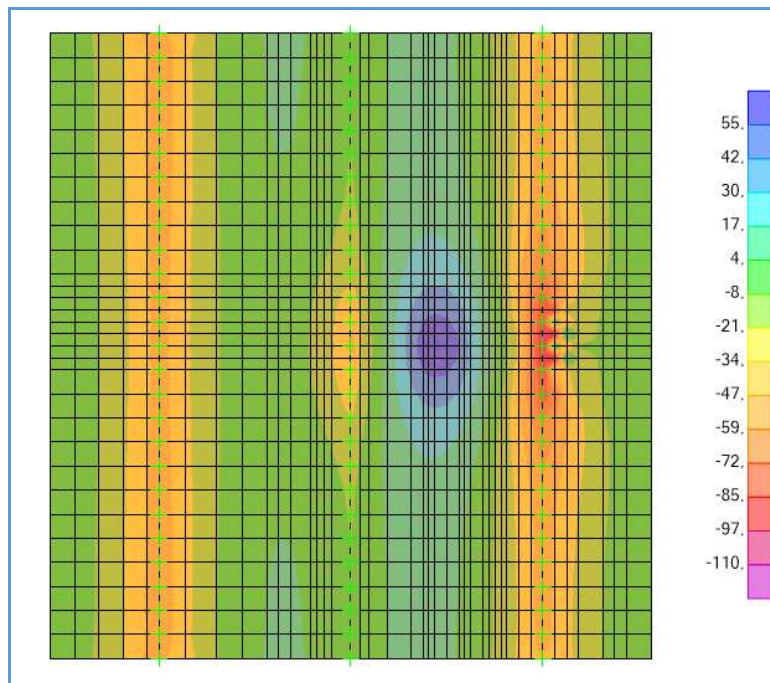


Schema di carico 1 – $V_{23.MAX}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta



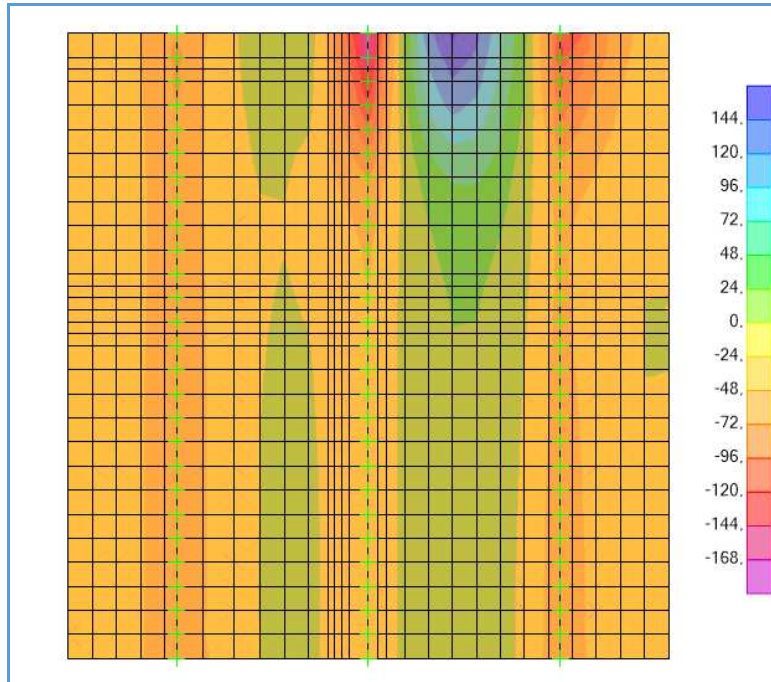
Schema di carico 1 – $V_{23,MIN}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta

10.3.2 Schema di carico urto veicolo – zona interna soletta

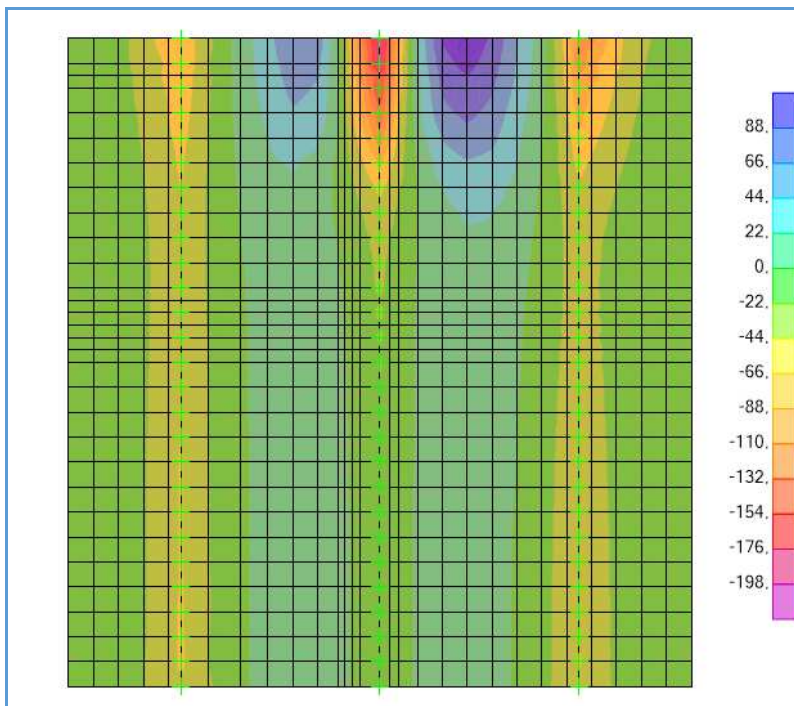


Schema di carico Urto Veicolo in svio – M_{11} - Mezzeria soletta

10.3.3 Schema di carico 1– zona di bordo soletta

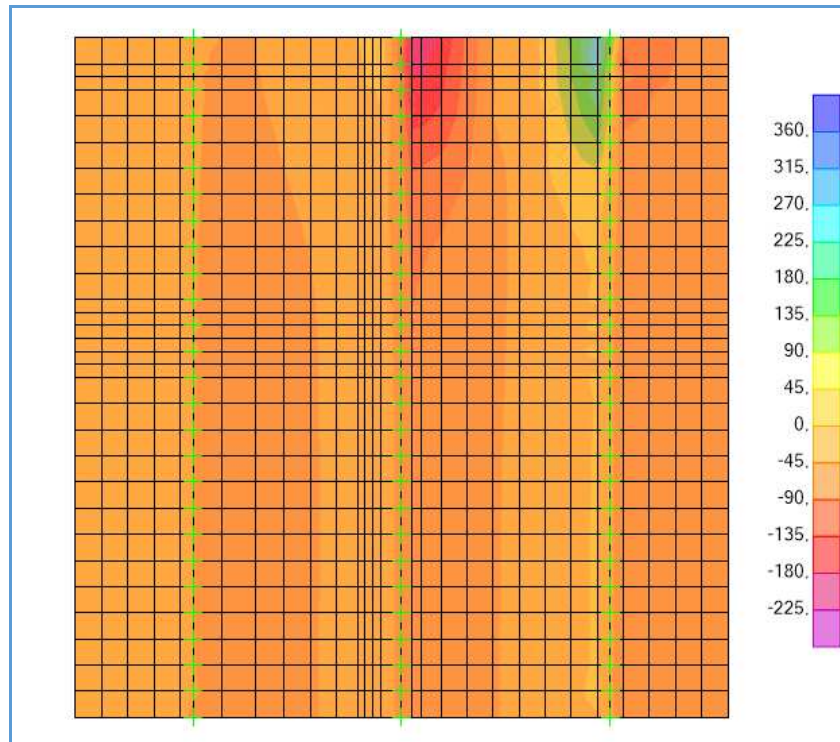


Schema di carico 1 – $M_{11,MAX}$ - Involuppo – Bordo soletta

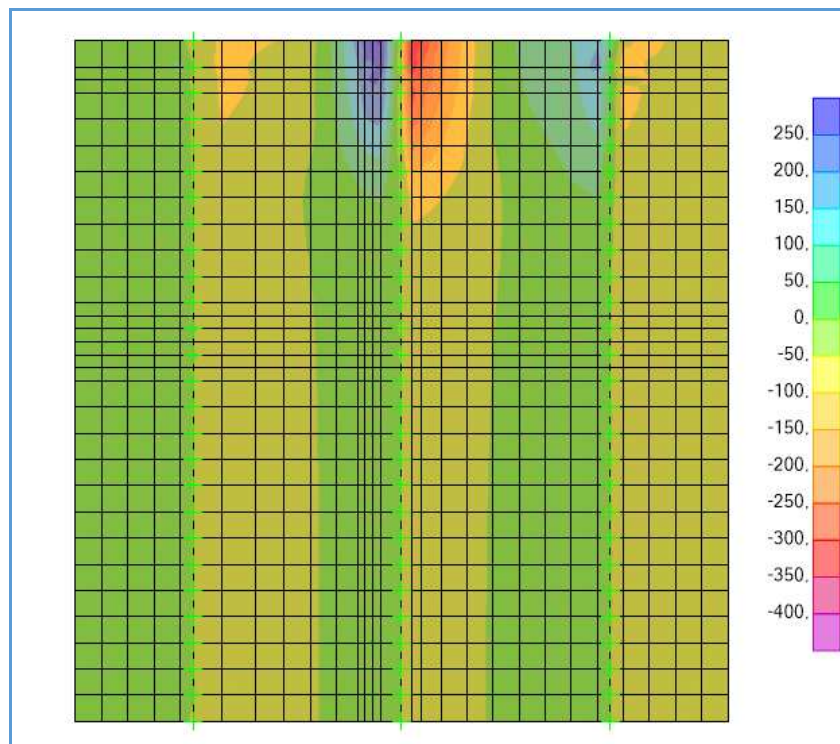


Schema di carico 1 – $M_{11,MIN}$ - Involuppo – Bordo soletta

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

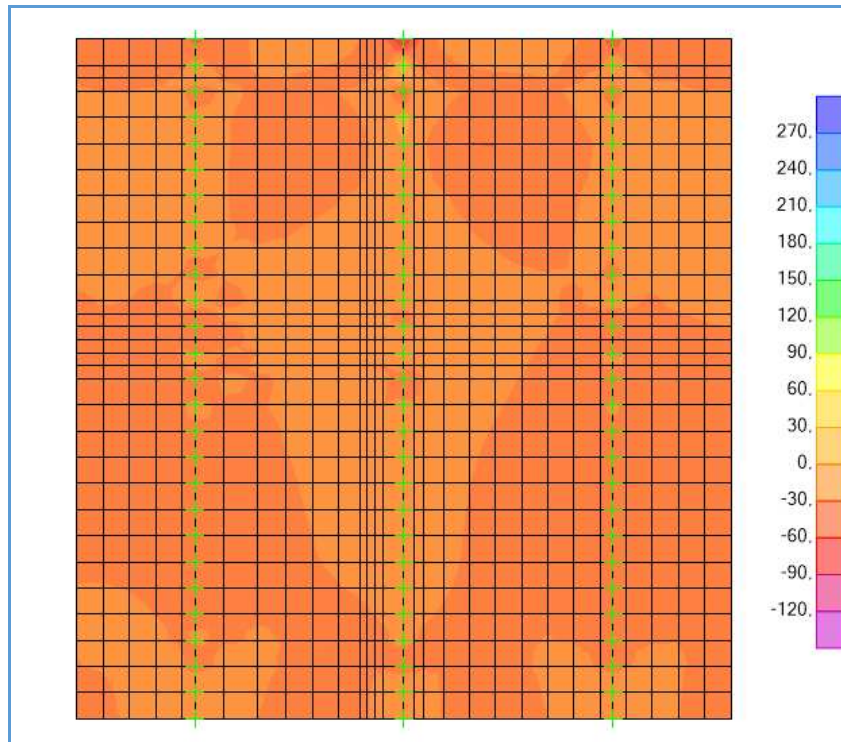


Schema di carico 1 – $V_{13,MAX}$ - Inviluppo – Bordo soletta

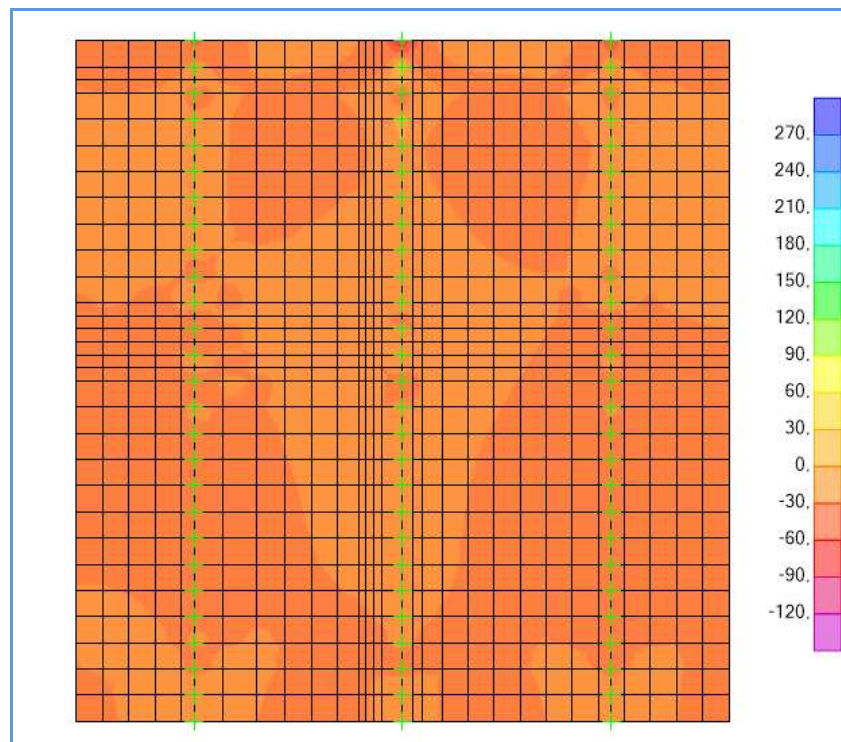


Schema di carico 1 – $V_{13,MIN}$ - Inviluppo – Bordo soletta

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

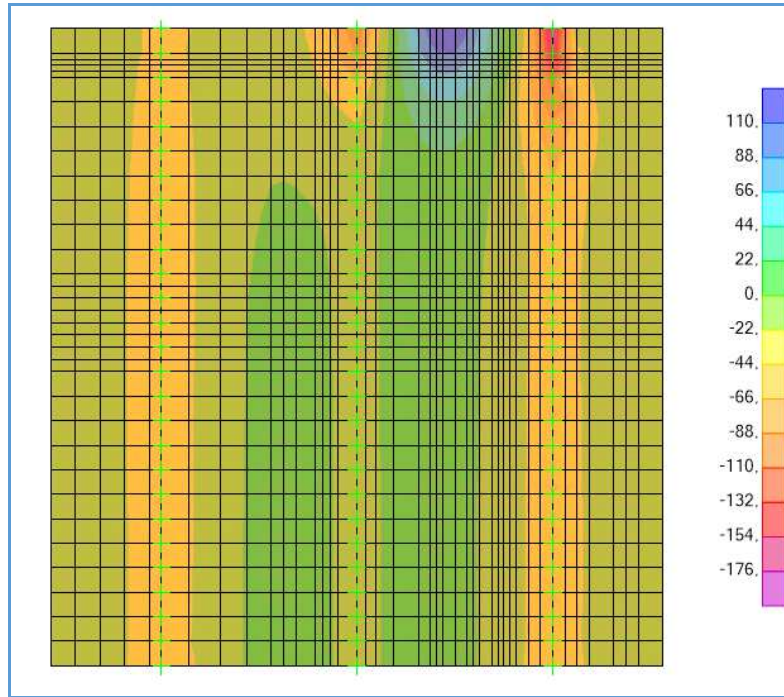


Schema di carico 1 – $V_{23,MAX}$ - Inviluppo – Bordo soletta



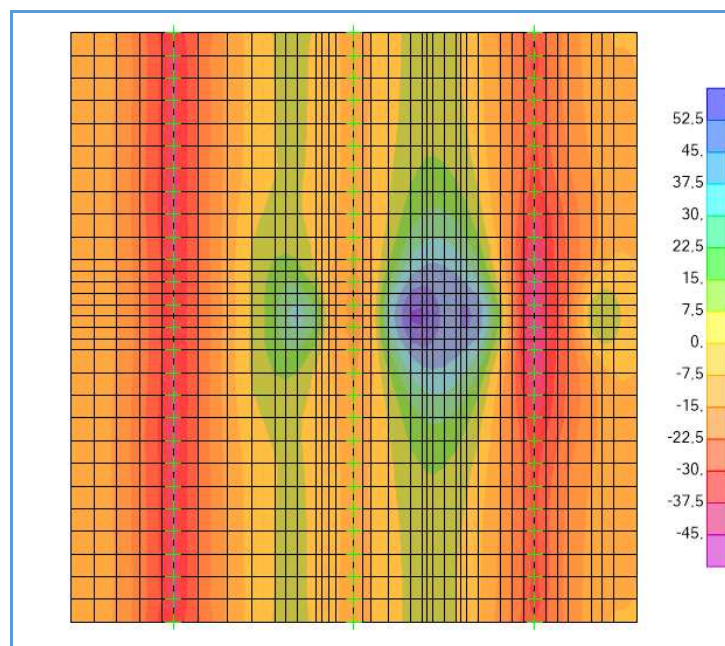
Schema di carico 1 – $V_{23,MIN}$ - Inviluppo – Bordo soletta

10.3.4 Schema di carico urto veicolo – zona di bordo soletta

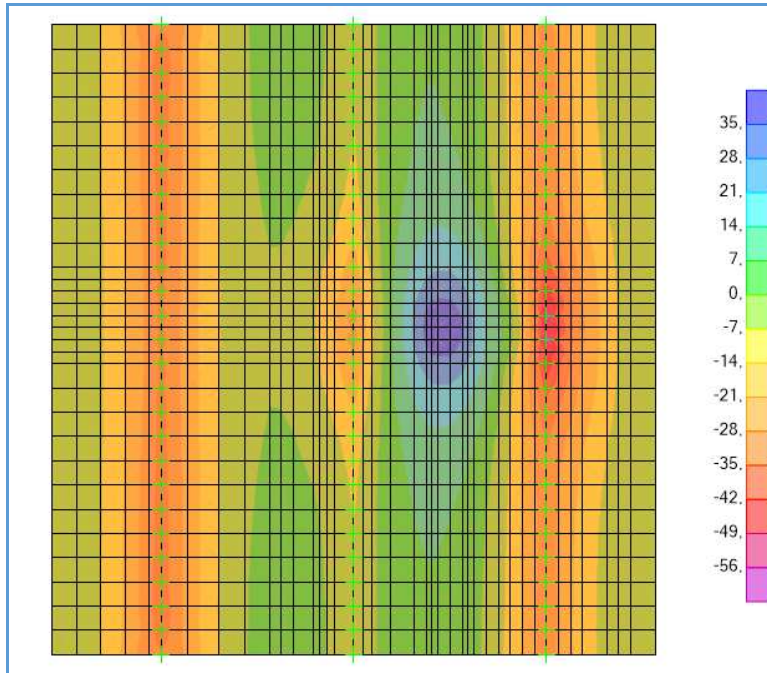


Schema di carico Urto Veicolo in svio – M_{11} - Bordo soletta

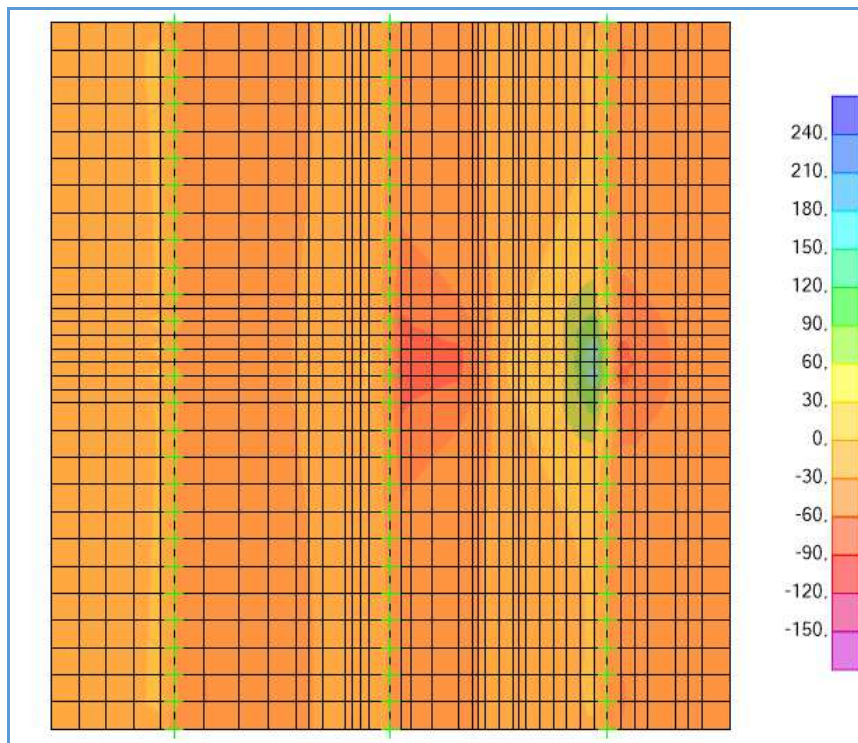
10.3.5 Schema di carico 2 – zona interna soletta



Schema di carico 2 – $M_{11,MAX}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta

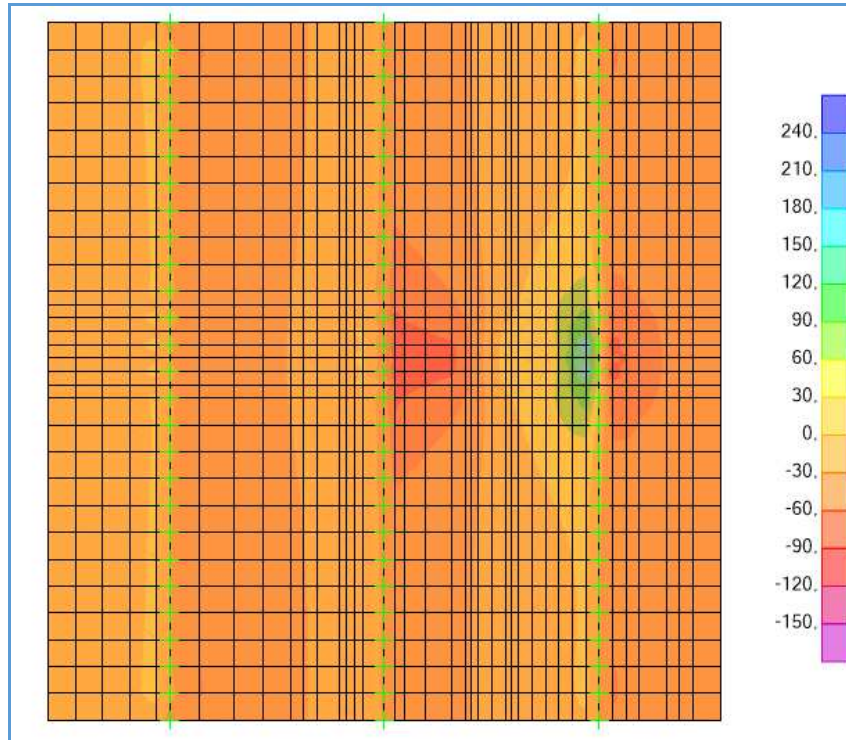


Schema di carico 2 – $M_{11,MIN}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta

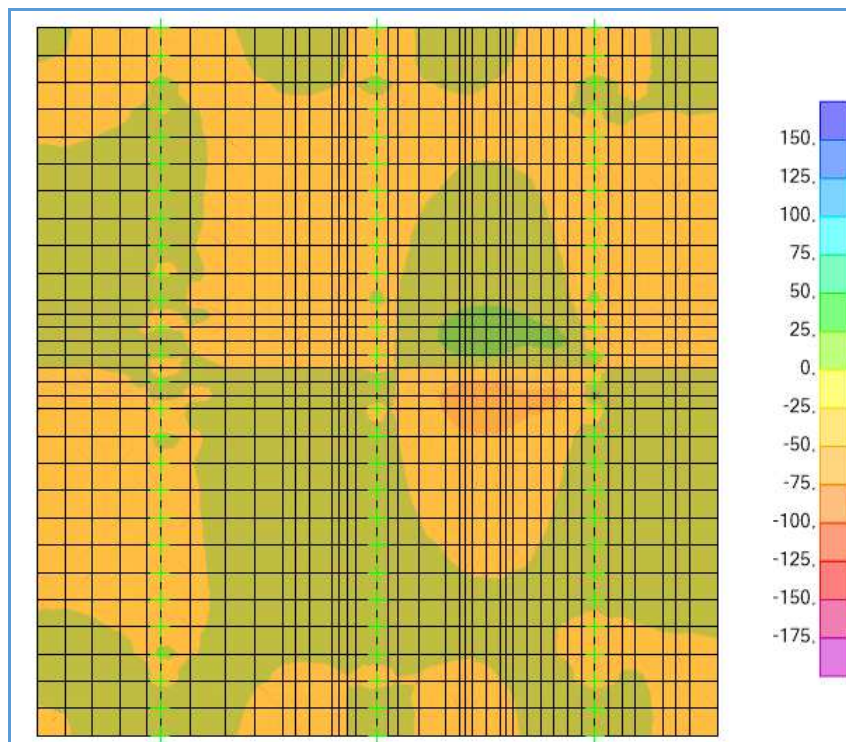


Schema di carico 2 – $V_{13,MAX}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta

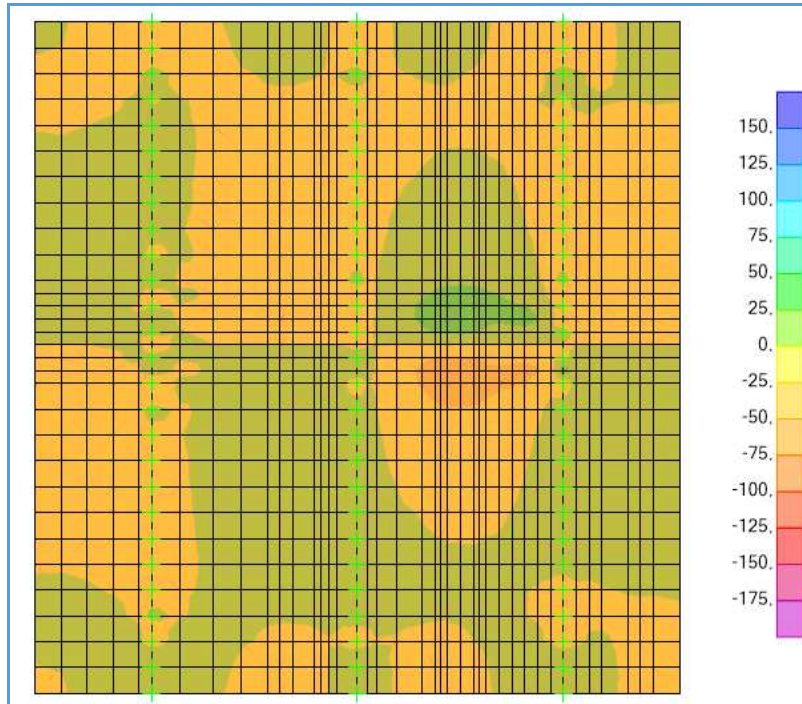
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



Schema di carico 2 – $V_{13.MIN}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta

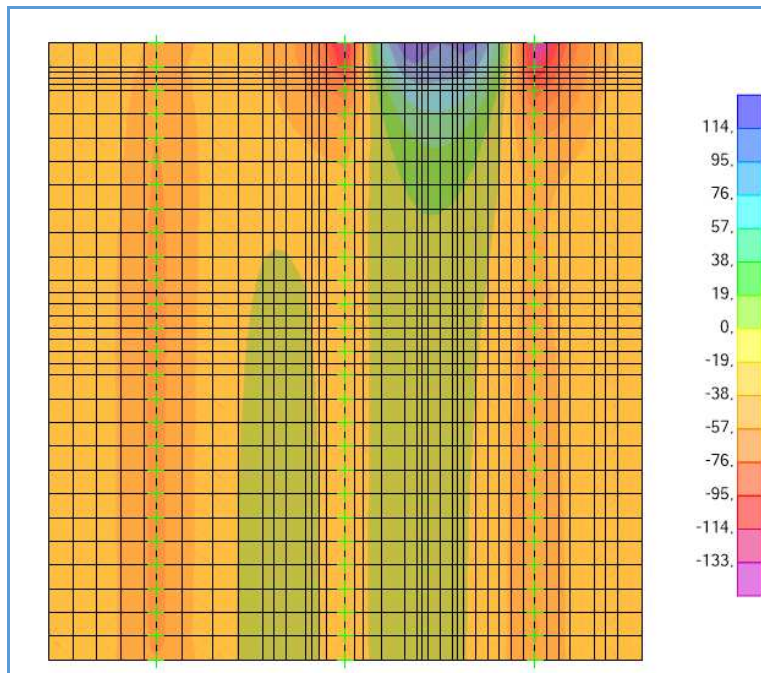


Schema di carico 2 – $V_{23.MAX}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta



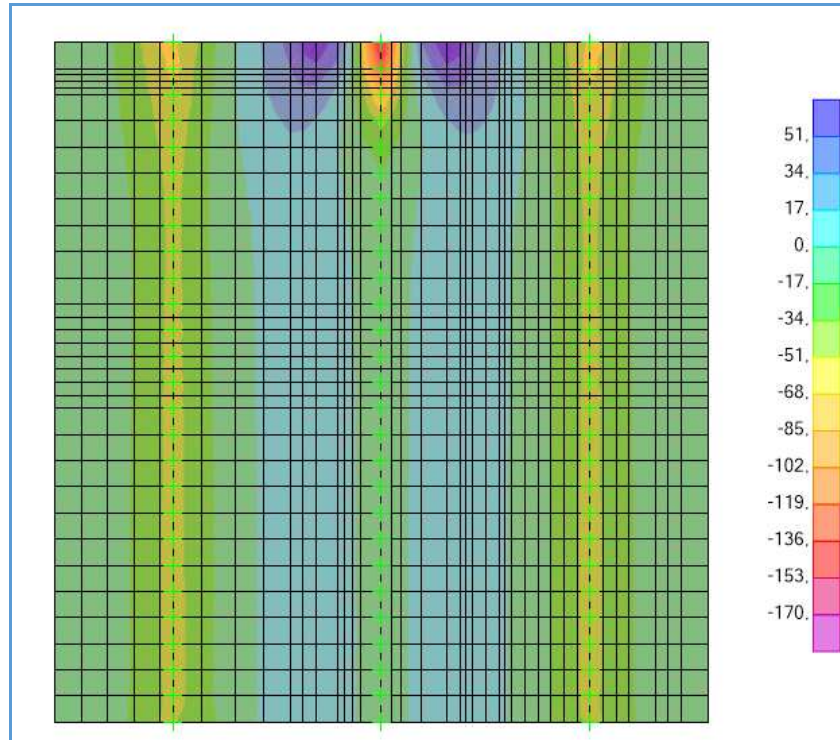
Schema di carico 2 – $V_{23,MIN}$ - Inviluppo – Mezzeria soletta

10.3.6 Schema di carico 2 – zona bordo soletta

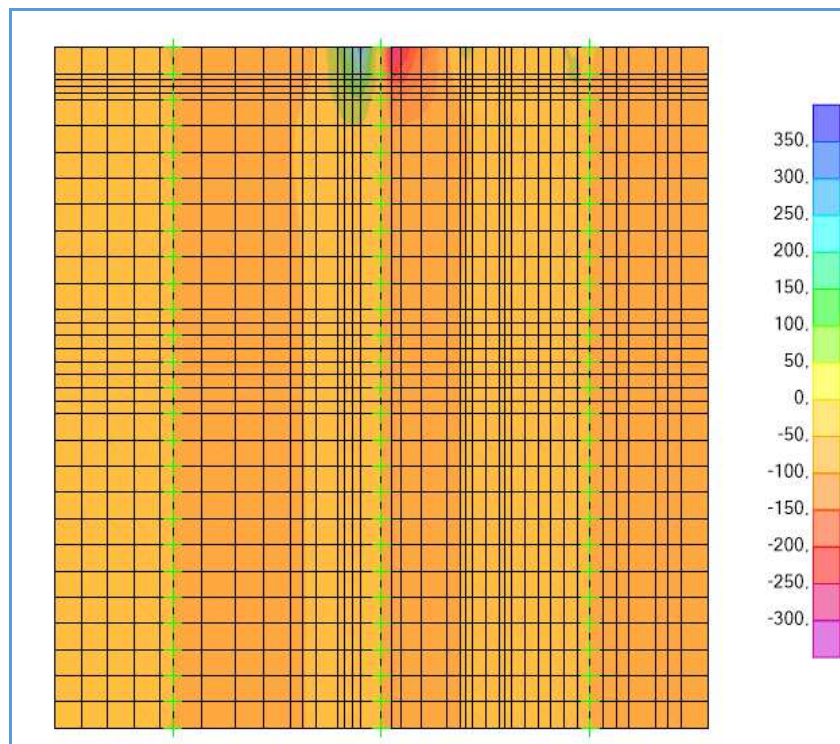


Schema di carico 2 – $M_{11,MAX}$ - Inviluppo – Bordo soletta

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

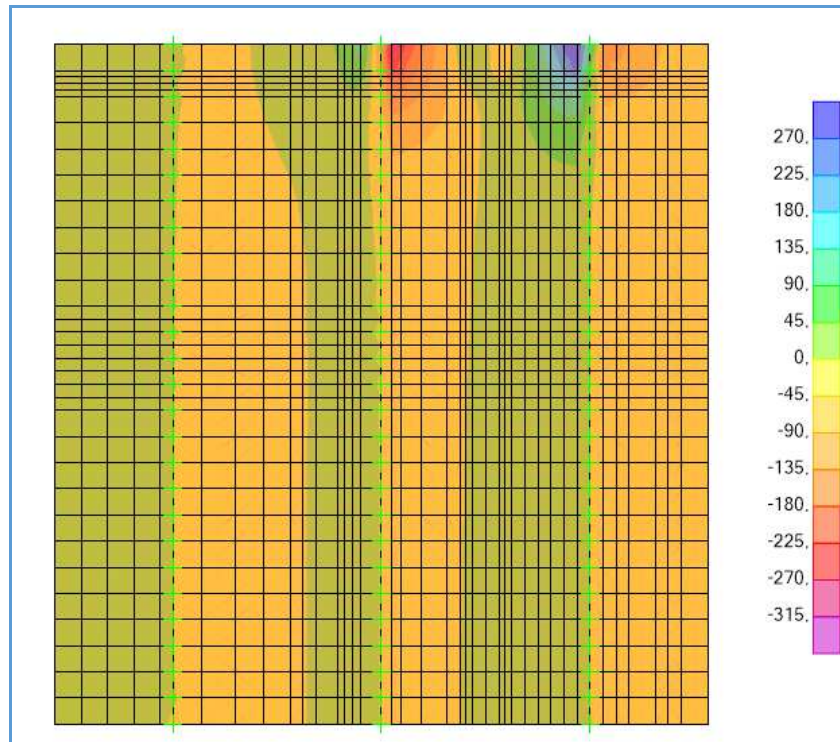


Schema di carico 2 – $M_{11,MIN}$ - Inviluppo – Bordo soletta

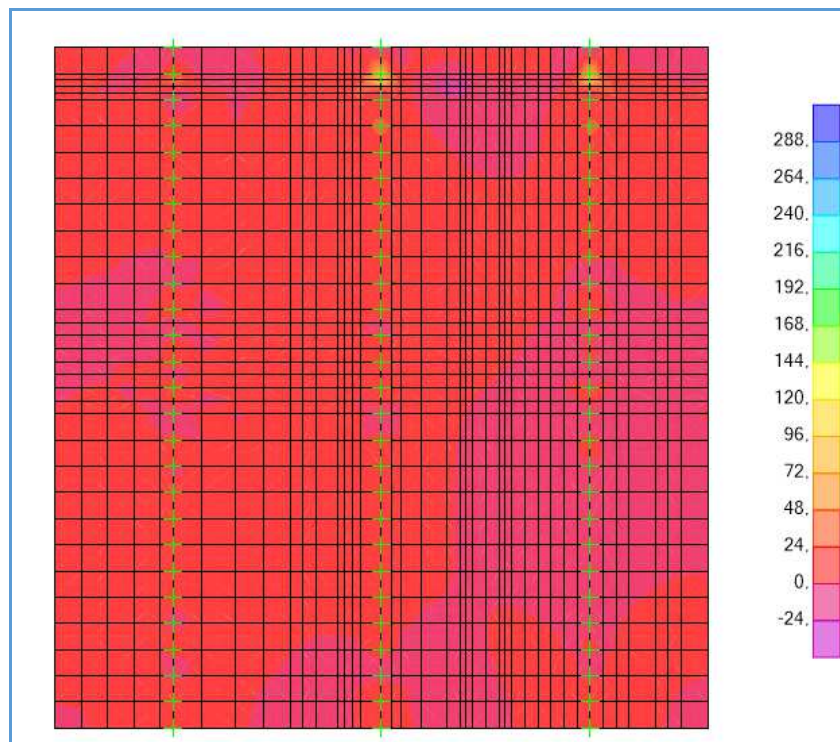


Schema di carico 2 – $V_{13,MAX}$ - Inviluppo – Bordo soletta

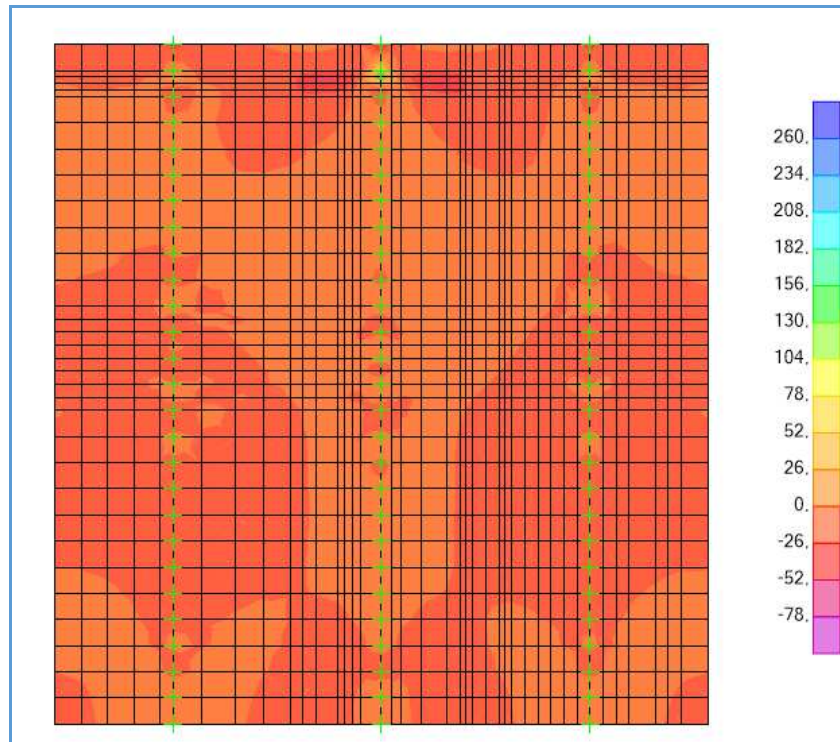
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico



Schema di carico 2 – $V_{13.MIN}$ - Inviluppo – Bordo soletta



Schema di carico 2 – $V_{23.MAX}$ - Inviluppo – Bordo soletta



Schema di carico 2 – $V_{23,MIN}$ - Inviluppo – Bordo soletta

10.4. Verifiche

Dall’analisi puntuale dei modelli sopra riportati, è possibile ricavare i massimi valori delle sollecitazioni agenti nelle varie zone della soletta. Per praticità si riassumono nelle tabelle seguenti, dove è indicato lo schema di carico, la combinazione di carico e l’armatura adottata con il relativo momento resistente.

SOLETTA IMPALCATO – ZONE INTERNE							
	M_{1,MAX} CAMPATA	M_{1,MIN} TRA- VE INTER- NA	M_{1,MIN} TRAVE E- STERNA	M_{2,MAX} CAMPATA	M_{2,MIN} TRAVE IN- TERNA	M_{2,MIN} TRAVE E- STERNA	V₁₃
M_{ED} / V_{ED}	+ 90 KNm/m	-130 KNm/m	-100 KNm/m	+ 45 KNm/m	-50 KNm/m	-40 KNm/m	180 KN/m
SCHEMA DI CARICO	Schema di Carico 1 - SLU-A	Schema di Carico 1 - SLU-B	Schema di Carico 2 - SLU-C	Schema di Carico 1 - SLU-A	Schema di Carico 1 - SLU-B	Schema di Carico 2 - SLU-C	Schema di Carico 1 - ENVE
ARMATURA SUP.	φ 20 /20”	φ 16 /20”+ φ 20 /20”	φ 16 /20”+ φ 20 /20”	φ 12 /20”	φ 12 /20”	φ 12 /20	φ 16 /20”+ φ 20 /20”
ARMATURA INF.	φ 20 /20”	φ 20 /20”	φ 20 /20”	φ 12 /20”	φ 12 /20”	φ 12 /20”	φ 20 /20”
M_{RD} / V_{RD}	+ 137,3 KNm/m	-214,8 KNm/m	-214,8 KNm/m	+ 60,77 KNm/m	-65,19 KNm/m	-65,19 KNm/m	194 KN/m
VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Si riportano di seguito le viste del programma VCASLU utilizzato per il calcolo dei momenti resistenti; il calcolo è condotto adottando una striscia di soletta di larghezza pari a 100 cm e di altezza pari a 31 cm; i materiali utilizzati sono l’acciaio da cemento armato B450C e calcestruzzo di classe C32/40.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M1-CAMP

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	15,71	7
			2	15,71	23

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 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 _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Calcolo del momento resistente M1 in campata: 137,3 KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M1-INT

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	25,76	7
			2	15,71	23

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 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 _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Calcolo del momento resistente M1 sull'appoggio interno: -214,8 KNm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M1-EXT

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	25,76	7
			2	15,71	23

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

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

Tipo flessione Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Calcolo del momento resistente M1 sull'appoggio esterno: -214,8 KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M2-CAMP

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	5,65	8,6
			2	5,65	21,4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

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

Tipo flessione Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Calcolo del momento resistente M2 in campata: 60,77 KNm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M2-INT

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	5,65	8,6
			2	5,65	21,4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

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
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

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

Calcolo del momento resistente M2 sull'appoggio interno: -65,19 KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M2-EXT

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	5,65	8,6
			2	5,65	21,4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

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
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

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

Calcolo del momento resistente M2 sull'appoggio esterno: -65,19 KNm

Calcestruzzo		Sollecitazioni		V13
Tipo	C32/40	V_{Ed}	kN	180
R_{dk}	40 N/mm ²	N_{Ed}	kN	0
f_{dk}	33,2 N/mm ²	Armatura a taglio		
γ_c	1,5	Diametro	mm	0
α_{cc}	0,85	Numero barre		0
f_{cd}	18,8 N/mm ²	A_{sw}	cm ²	0,00
Acciaio		Passo s	cm	20
f_{yk}	540 N/mm ²	Angolo α	°	90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale		
γ_s	1,15	n_1		5,0
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm	20
		n_2		5
		\varnothing_2	mm	20
		A_{sl}	cm ²	31,42
		Sezione		
		b_w	cm	100
		H	cm	31
		c	cm	7
		d	cm	24
		k	N/mm ²	1,91
		v_{min}	N/mm ²	0,53
		ρ		0,0131
		σ_{cp}	N/mm ²	0,00
		α_c		1,00
		Resistenza senza armatura a taglio		
		V_{Rd}	kN	194

Verifica a taglio

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione della soletta occorre riferirsi alle sollecitazioni ottenute con le combinazioni agli stati limite di esercizio; la verifica deve essere condotta sia per il momento flettente positivo di campata sia per il momento flettente negativo all'appoggio.

SOLETTA IMPALCATO – ZONE INTERNE			
	$M_{1,SLE}$ CAMPATA	$M_{1,SLE}$ TRA- VE INTER- NA	$M_{1,SLE}$ TRA- VE ESTER- NA
M_{ED}	+ 48 KNm/m	-75KNm/m	-65 KNm/m
SCHEMA DI CARICO	Schema di Carico 1 - SLE-A	Schema di Carico 1 - SLE-B	Schema di Carico 2 - SLE-C
ARMATURA SUP.	ϕ 20 /20"	ϕ 16 /20"+ ϕ 20 /20"	ϕ 16 /20"+ ϕ 20 /20"

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

ARMATURA INF.	ϕ 20 /20''	ϕ 20 /20''	ϕ 20 /20''
w	0,16 mm	0,19 mm	0,14 mm
w _{LIM}	0,20 mm	0,20 mm	0,20 mm
VERIFICA	OK	OK	OK

Sollecitazioni

Momento flettente	M	48	kN m
Storzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica ds	R _{ck}	40	N/mm ²
Tensione ammissibile ds	σ_{adm}	12,3	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f _{ctm}	3,2	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f _{ctk}	2,2	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{adm}	260	N/mm ²
Coefficiente om.og. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	31	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	A _{s1'}	15,71	cm ²	5 \emptyset 20	c _{s1} = 7 cm
Armatura compressa (2° strato)	A _{s2'}	0,00	cm ²	\emptyset	c _{s2} = cm
Armatura tesa (2° strato)	A _{s2}	0,00	cm ²	\emptyset	c _{t2} = cm
Armatura tesa (1° strato)	A _{s1}	15,71	cm ²	5 \emptyset 20	c _{t1} = 8 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	5,5	N/mm ²	<	$\sigma_{c,adm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	152,8	N/mm ²	<	$\sigma_{s,adm}$

Eccentricità	e (M)	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	8,1	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{ic}	3540	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	I _{ic}	278535	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	I _{ic*}	70309	cm ⁴		

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}	40	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	57	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	∞	cm	
	$u (M_{fess})$	∞	cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	6,5		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	180,7	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	8,1	cm	
	β_1	1		
	β_2	0,5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0,00029		
Copriferro netto	c'	7,0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	22,0	cm	
Area efficace	$A_{C_{eff}}$	2200	cm ²	
Armatura nell'area efficace	$A_{S_{eff}}$	15,7	cm ²	
	ρ_r	0,00714		
Distanza tra le barre	s	20,0	cm	
	K_2	0,4		
	K_3	0,125		
Distanza media tra le fessure	s_m	32,0	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w_m	0,09	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w_k	0,16	mm	

Sollecitazioni

Momento flettente	M	75	kN m
Storzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	40	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{adm}	12,3	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	3,2	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2,2	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{adm}	260	N/mm ²
Coefficiente om. og. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	31	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	A_{S_1}'	15,71	cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = 8$ cm
Armatura compressa (2° strato)	A_{S_2}'	0,00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	A_{S_2}	10,05	cm ²	5 Ø 16	$c_{t2} = 7$ cm
Armatura tesa (1° strato)	A_{S_1}	15,71	cm ²	5 Ø 20	$c_{t1} = 7$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	6,8	N/mm ²	< σ_{adm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	143,6	N/mm ²	< σ_{adm}

Eccentricità	$e (M)$	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	$u (M)$	∞	cm	
Posizione asse neutro	$y (M)$	10,0	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{ci}	3681	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{ci}	289430	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{c^*}	110011	cm ⁴	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	41 kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	59 kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	∞ cm	
	$u (M_{fess})$	∞ cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	5,3	
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	112,9 N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	10,0 cm	
	β_1	1	
	β_2	0,5	
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0,00047	
Copriferro netto	c'	6,0 cm	
Altezza efficace	d_{eff}	18,2 cm	
Area efficace	$A_{C_{eff}}$	1820 cm ²	
Armatura nell'area efficace	$A_{S_{eff}}$	25,8 cm ²	
	p_r	0,01415	
Distanza tra le barre	s	20,0 cm	
	K_2	0,4	
	K_3	0,125	
Distanza media tra le fessure	s_m	23,1 cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w_m	0,11 mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w_k	0,19 mm	

Sollecitazioni

Momento flettente	M	65 kN m
Sforzo normale	N	0 kN

Materiali

Res. caratteristica ds	R_{ck}	40 N/mm ²
Tensione ammissibile ds	σ_{ctmm}	12,3 N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	3,2 N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2,2 N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{s2mm}	260 N/mm ²
Coefficiente om og. acciaio-ds	n	15

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	31 cm		
Larghezza sezione	B	100 cm		
Armatura compressa (1° strato)	A_{S_1}'	15,71 cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = 8$ cm
Armatura compressa (2° strato)	A_{S_2}'	0,00 cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	A_{S_2}	10,05 cm ²	5 Ø 16	$c_{t2} = 7$ cm
Armatura tesa (1° strato)	A_{S_1}	15,71 cm ²	5 Ø 20	$c_{t1} = 7$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	5,9 N/mm ²	< σ_{ctmm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	124,4 N/mm ²	< σ_{s2mm}

Eccentricità	$e (M)$	∞ cm	> H/6 Sez. parzializzata
	$u (M)$	∞ cm	
Posizione asse neutro	$y (M)$	10,0 cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_c	3681 cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_c	289430 cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{c^*}	110011 cm ⁴	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	41	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	59	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	∞	cm	
	$u (M_{fess})$	∞	cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	5,3		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	112,9	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	10,0	cm	
	β_1	1		
	β_2	0,5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0,00035		
Copriferro netto	c'	6,0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	18,2	cm	
Area efficace	$A_{C_{eff}}$	1820	cm ²	
Armatura nell'area efficace	$A_{S_{eff}}$	25,8	cm ²	
	ρ_r	0,01415		
Distanza tra le barre	s	20,0	cm	
	K_2	0,4		
	K_3	0,125		
Distanza media tra le fessure	s_m	23,1	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w_m	0,08	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w_k	0,14	mm	

Analogo discorso può essere fatto con la porzione di soletta in adiacenza ai giunti di estremità.

SOLETTA IMPALCATO – ZONE DI BORDO							
	M_{1,MAX} CAMPATA	M_{1,MIN} TRA- VE INTER- NA	M_{1,MIN} TRAVE E- STERNA	M_{2,MAX} CAMPATA	M_{2,MIN} TRAVE IN- TERNA	M_{2,MIN} TRAVE E- STERNA	V₁₃
M_{ED}	+ 150 KNm/m	-200 KNm/m	-150 KNm/m	+ 27 KNm/m	-65 KNm/m	-45 KNm/m	193 KN
SCHEMA DI CARICO	Schema di Ca- rico 1 - SLU-A	Schema di Ca- rico 1 - SLU-B	Schema di Ca- rico 2 - SLU-A	Schema di Ca- rico 1 - SLU-A	Schema di Ca- rico 1 - SLU-B	Schema di Ca- rico 2 - SLU-A	Schema di Ca- rico 1 - ENVE
ARMATURA SUP.	φ 20 /15”	φ 20 /15”+ φ 20 /15”	φ 20 /15”+ φ 20 /15”	φ 12 /20”	φ 12 /20”	φ 12 /20	φ 20 /15”+ φ 20 /15”
ARMATURA INF.	φ 16 /15” φ 20 /15”	φ 20 /15”	φ 20 /15”	φ 12 /20”	φ 12 /20”	φ 12 /20”	φ 20 /15”
M_{RD}	+ 258,3 KNm/m	-318,8KNm/m	-318,8 KNm/m	+ 60,77 KNm/m	-65,19 KNm/m	-65,19 KNm/m	213 KN
VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Si riportano di seguito le viste del programma VCASLU utilizzato per il calcolo dei momenti resistenti; il calcolo è condotto adottando una striscia di soletta di larghezza pari a 100 cm e di altezza pari a 31 cm; i materiali utilizzati sono l’acciaio da cemento armato B450C e calcestruzzo di classe C32/40.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M1-CAMP

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	31	1	20,95	7
			2	34,37	23

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} | 0 | kN
M_{xEd} | 150 | kNm
M_{yEd} | 0 | kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} | 258,3 | kN m

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

Materiali: B450C | C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 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_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 6,615 ‰
 d 23 cm
 x 7,958 x/d 0,346
 δ 0,8725

Calcolo del momento resistente M1 in campata: 258,3 KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M1-INT

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	31	1	41,91	7
			2	20,95	23

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} | 0 | kN
M_{xEd} | -200 | kNm
M_{yEd} | 0 | kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} | -318,8 | kN m

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

Materiali: B450C | C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 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_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 5,296 ‰
 d 24 cm
 x 9,55 x/d 0,3979
 δ 0,9374

Calcolo del momento resistente M1 sull'appoggio interno: -318,8 KNm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M1-EXT

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	41.91	7
			2	20.95	23

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d δ

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

Precompresso

Calcolo del momento resistente M1 sull'appoggio esterno: -318,8 KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M2-CAMP

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	31	1	5.65	8,6
			2	5.65	21,4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d δ

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

Precompresso

Calcolo del momento resistente M2 in campata: 60,77 KNm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M2-INT

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	31	1	5,65	8,6
			2	5,65	21,4

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} | 0 | kN
M_{xEd} | -65 | kNm
M_{yEd} | 0 | kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} | -65,19 | kNm

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

Materiali: B450C | C32/40

ε_{su} | 67,5 | ‰ | ε_{c2} | 2 | ‰
f_{yd} | 391,3 | 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_{syd} | 1,957 | ‰ | σ_{c,adm} | 12,25 | ‰
σ_{s,adm} | 255 | N/mm² | τ_{co} | 0,7333 | ‰
τ_{c1} | 2,114 | ‰

σ_c | -18,13 | N/mm²
σ_s | 391,3 | N/mm²
ε_c | 3,5 | ‰
ε_s | 22,57 | ‰
d | 22,4 | cm
x | 3,007 | x/d | 0,1343
δ | 0,7

Calcolo del momento resistente M2 sull'appoggio interno: -65,19 KNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: COLOMBARA-M2-EXT

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	31	1	5,65	8,6
			2	5,65	21,4

Sollecitazioni: S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} | 0 | kN
M_{xEd} | -45 | kNm
M_{yEd} | 0 | kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} | -65,19 | kNm

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

Materiali: B450C | C32/40

ε_{su} | 67,5 | ‰ | ε_{c2} | 2 | ‰
f_{yd} | 391,3 | 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_{syd} | 1,957 | ‰ | σ_{c,adm} | 12,25 | ‰
σ_{s,adm} | 255 | N/mm² | τ_{co} | 0,7333 | ‰
τ_{c1} | 2,114 | ‰

σ_c | -18,13 | N/mm²
σ_s | 391,3 | N/mm²
ε_c | 3,5 | ‰
ε_s | 22,57 | ‰
d | 22,4 | cm
x | 3,007 | x/d | 0,1343
δ | 0,7

Calcolo del momento resistente M2 sull'appoggio esterno: -65,19 KNm

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

Calcestruzzo		Sollecitazioni		V13
Tipo	C32/40	V_{Ed}	kN	193
R_{dk}	40 N/mm ²	N_{Ed}	kN	0
f_{dk}	33,2 N/mm ²	Armatura a taglio		
γ_c	1,5	Diametro	mm	0
α_{cc}	0,85	Numero barre		0
f_{cd}	18,8 N/mm ²	A_{sv}	cm ²	0,00
Acciaio		Passo s	cm	20
f_{yk}	540 N/mm ²	Angolo α	°	90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale		
γ_s	1,15	n_1		6,67
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm	20
		n_2		6,67
		\varnothing_2	mm	20
		A_{sl}	cm ²	41,91
		Sezione		
		b_w	cm	100
		H	cm	31
		c	cm	7
		d	cm	24
		k	N/mm ²	1,91
		v_{min}	N/mm ²	0,53
		ρ		0,0175
		σ_{cp}	N/mm ²	0,00
		α_c		1,00
Resistenza senza armatura a taglio				
		V_{Rd}	kN	213

Verifica a taglio

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione della soletta occorre riferirsi alle sollecitazioni ottenute con le combinazioni agli stati limite di esercizio; la verifica deve essere condotta sia per il momento flettente positivo di campata sia per il momento flettente negativo all'appoggio.

SOLETTA IMPALCATO – ZONE DI BORDO			
	$M_{1,SLE}$ CAMPATA	$M_{1,SLE}$ TRA- VE INTER- NA	$M_{1,SLE}$ TRA- VE ESTER- NA
M_{ED}	+ 82 KNm/m	-110 KNm/m	-90 KNm/m
SCHEMA DI CARICO	Schema di Carico 1 - SLE-A	Schema di Carico 1 - SLE-B	Schema di Carico 2 - SLE-A
ARMATURA SUP.	ϕ 20 /15''	ϕ 20 /15''+ ϕ 20 /15''	ϕ 20 /15''+ ϕ 20 /15''
ARMATURA INF.	ϕ 16 /15'' ϕ 20 /15''	ϕ 20 /15''	ϕ 20 /15''

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

w	0,17 mm	0,18 mm	0,13 mm
w_{LIM}	0,20 mm	0,20 mm	0,20 mm
VERIFICA	OK	OK	OK

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Sollecitazioni

Momento flettente	M	82	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	40	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{C_{2mm}}$	12,3	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	3,2	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2,2	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{S_{2mm}}$	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	31	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	20,95	cm ²	6,67 Ø 20	$C_{s1} = 7$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0,00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	13,41	cm ²	6,67 Ø 16	$C_{t2} = 8$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	20,95	cm ²	6,67 Ø 20	$C_{t1} = 8$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	6,9	N/mm ²	< $\sigma_{C_{2mm}}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	125,9	N/mm ²	< $\sigma_{S_{2mm}}$

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6	Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	10,4	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{ce}	3874	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	I_{ce}	299963	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	I_{ce^*}	122966	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	43	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	61	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	∞	cm	
	u (M_{fess})	∞	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	5,2		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	93,9	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	10,4	cm	
	β_1	1		
	β_2	0,5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0,00043		
Copriferro netto	c'	7,0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	19,2	cm	
Area efficace	AC_{eff}	1920	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	34,4	cm ²	
	ρ_r	0,0179		
Distanza tra le barre	s	15,0	cm	
	K_2	0,4		
	K_3	0,125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	22,6	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0,10	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0,17	mm	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovone Rocchette – Valle dell'Astico

Sollecitazioni

Momento flettente	M	110	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica ds	R_{ck}	40	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{adm}	12,3	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	3,2	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2,2	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{adm}	260	N/mm ²
Coefficiente om.og. acciaio-ds	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	31	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	20,95	cm ²	6,67 Ø 20	$c_{s1} = 8$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0,00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	20,95	cm ²	6,67 Ø 20	$c_{t2} = 7$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	20,95	cm ²	6,67 Ø 20	$c_{t1} = 7$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	8,3	N/mm ²	<	σ_{adm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	134,3	N/mm ²	<	σ_{adm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	>	H/6	Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm			
Posizione asse neutro	y (M)	11,6	cm			
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{ic}	3980	cm ²			
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	I_{ic}	311357	cm ⁴			
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$I_{ic'}$	152760	cm ⁴			

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}	44	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	63	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	∞	cm	
	u (M_{fess})	∞	cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	4,8		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	77,4	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	11,6	cm	
	β_1	1		
	β_2	0,5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0,00053		
Copriferro netto	c'	6,0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	21,0	cm	
Area efficace	AC_{eff}	2100	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	41,9	cm ²	
	ρ_r	0,01996		
Distanza tra le barre	s	15,0	cm	
	K_2	0,4		
	K_3	0,125		
Distanza media tra le fessure	s_m	20,0	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0,11	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0,18	mm	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell'Astico

Sollecitazioni

Momento flettente	M	90	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica ds	R_{ck}	40	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{c,adm}$	12,3	N/mm ²
Res. media a trazione ds	f_{ctm}	3,2	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione ds	f_{ctk}	2,2	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,adm}$	260	N/mm ²
Coefficiente om.og. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	31	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	20,95	cm ²	6,67 Ø 20	$c_{s1} = 8$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0,00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	20,95	cm ²	6,67 Ø 20	$c_{t2} = 7$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	20,95	cm ²	6,67 Ø 20	$c_{t1} = 7$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel ds.	σ_c	6,8	N/mm ²	< $\sigma_{c,adm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	109,9	N/mm ²	< $\sigma_{s,adm}$

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6	Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	11,6	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{ic}	3980	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	I_{ic}	311357	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	I_{ic^*}	152760	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

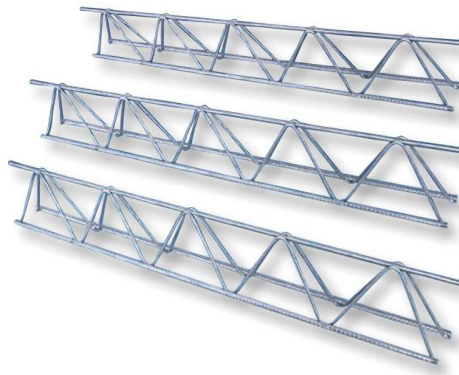
Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}	44	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	63	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	∞	cm	
	u (M_{fess})	∞	cm	
Compressione max nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	4,8		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	77,4	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	11,6	cm	
	β_1	1		
	β_2	0,5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0,00039		
Copri ferro netto	c'	6,0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	21,0	cm	
Area efficace	AC_{eff}	2100	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	41,9	cm ²	
	ρ_r	0,01996		
Distanza tra le barre	s	15,0	cm	
	K_2	0,4		
	K_3	0,125		
Distanza media tra le fessure	s_m	20,0	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0,08	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0,13	mm	

10.5. Verifica trasmissione sforzo di taglio fra le lastre predalles e la soletta gettata in opera

Il procedimento costruttivo dell’opera prevede il varo delle travi in acciaio, la posa delle lastre predalles prefabbricate, la posa delle armature di progetto ed infine il getto della soletta in calcestruzzo di spessore pari a 25 cm. In totale quindi lo spessore finale della struttura risulta pari a 31 cm, essendo le lastre predalles caratterizzate da un spessore di 6 cm.

Nelle verifiche agli SLU e agli SLE lo spessore di soletta preso in conto è pari a 31 cm; il trasferimento degli sforzi fra le lastre predalles prefabbricate e la soletta gettata in opera è garantito dalla presenza dei diagonali dei tralicci di armatura. Al fine di verificare il tasso di lavoro di questi elementi è sufficiente condurre una verifica speditiva e cautelativa assegnando ai soli diagonali con lo stesso angolo di inclinazione l’intero sforzo tagliante massimo cui è soggetta la soletta che dall’analisi dei risultati risulta pari a circa 200 kN/m.

Le armature delle lastre predalles è costituita da tralicci inclinati realizzati con barre di diametro almeno pari a \varnothing 10 mm, come si evince dall’immagine seguente.



La dimensione tipica della lastra è di 120 cm e l’interasse trasversale dei tralicci risulta pari a 40 cm, pertanto per ogni metro di soletta abbiamo 2.50 tralicci; considerato che i diagonali hanno un interasse longitudinale di 20 cm per ogni metro di soletta abbiamo 5 coppie di diagonali con la stessa inclinazione, trascurando a vantaggio di sicurezza i diagonali con inclinazione contrapposta.

In sintesi quindi, per una striscia di soletta di un metro, abbiamo un’area di acciaio pari a:

$$A_{s,diag} = 0.785 \text{ cm}^2 \times 2.50 \text{ tralicci} \times 5 \text{ diagonali} \times 2 = 19.625 \text{ cm}^2$$

Assumendo un taglio di progetto allo SLU di 200 kN, lo stato tensionale indotto sui diagonali, data l’area di acciaio presa in considerazione, risulta pari a: 1020 daN/cm²; l’acciaio utilizzato per la realizzazione delle armature è del tipo B450C, caratterizzato da un $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$ e da un $f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$, essendo il coefficiente relativo pari a 1,15.

Si evince pertanto che la verifica risulta ampiamente soddisfatta, essendo $1020 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$.

11. APPOGGI

Si riportano le caratteristiche principali degli isolatori elastomerici.

Il valore massimo in condizioni sismiche è calcolato facendo la sommatoria vettoriale

Rigidezza	1 410	kN/m				
SISMICA						
	Nmax	Ux,max	Ux,max	Uy,max	Ux,prev,max	Uy,prev,max
	SLC	SLC	DTU	SLC	SLC+0.5DT	SLC+0.5DT
	kN	mm	mm	mm	mm	mm
Spalle	1 800	135	7	135	144	142
ESERCIZIO						
	Nmax		Ux,max	Uy,max		
	SLU STR		DTU caratt	vento caratt		
	kN		mm	mm		
Spalle	4 000		7	56		

12. VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO

Al fine di validare il modello di calcolo utilizzato per lo studio dell’impalcato ed i programmi di verifica delle sezioni, si presente un calcolo semplificato, prendendo in considerazione la sola trave destra nella situazione di carico di FASE1(caratteristica).

Si riconduce lo studio della trave ad uno schema statico di trave su semplice appoggio soggetta ai seguenti carichi distribuiti.

		[kN/m]	[m]	γ_G	[kN/m]
Combinazione caratteristica					
G1.a	Peso travi	15.0		1	15.0
G1.b	Peso soletta	7.75	6.25	1	48.44
Campata	Luce 36m				63.21

Titolo : _____

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : **Appoggi** **Sezioni**

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez.N°
1	36	63.44		1

App.	Largh.
1	0
2	0

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio:

Visualizza Stampa

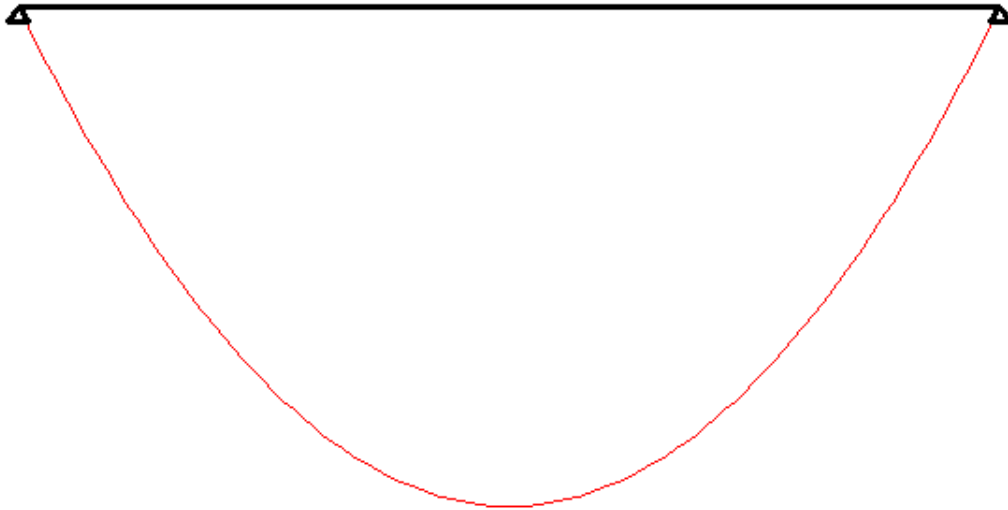
Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	10,277	18	10,277	18	8.32E-01	8.32E-01
2	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		1,142	1,142	1,142
2	-1,142		1,142	1,142

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

File : -
Scala momenti 1:500 - Sollecitazioni di Esercizio

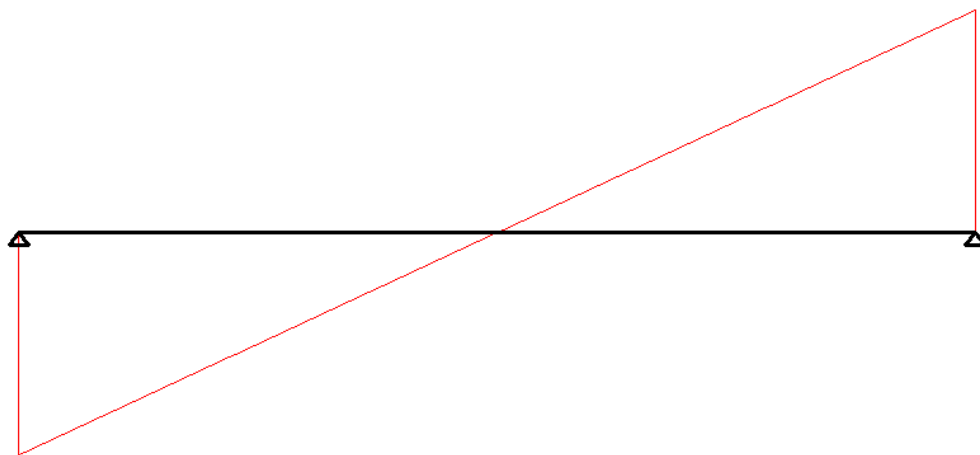


M min 0
M max 10,277
R max 1,142
R min 1,142

10,277

0
1,142

File : -
Scala tagli 1:100 - Sollecitazioni di Esercizio



T maxs 0
T maxd 1,142
Luci 36
gk 63,44
qk 0

36
63,44
0

-1,142
0

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO – Piovene Rocchette – Valle dell’Astico

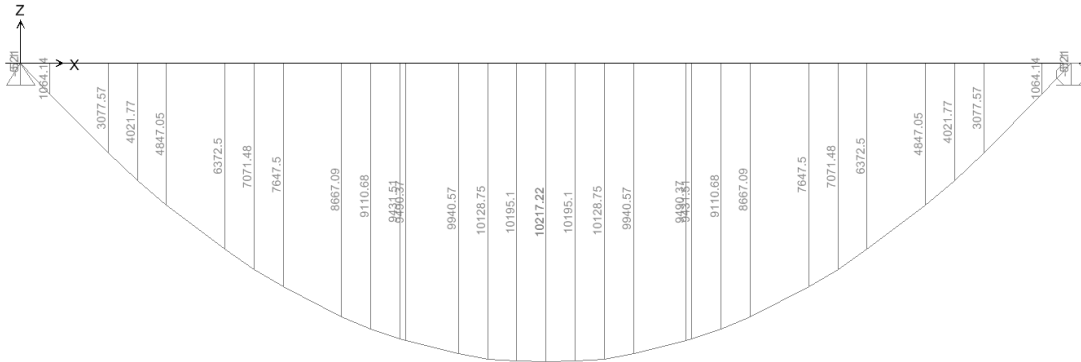


Diagramma del Momento – fase 1 (caratteristica) – modello di calcolo

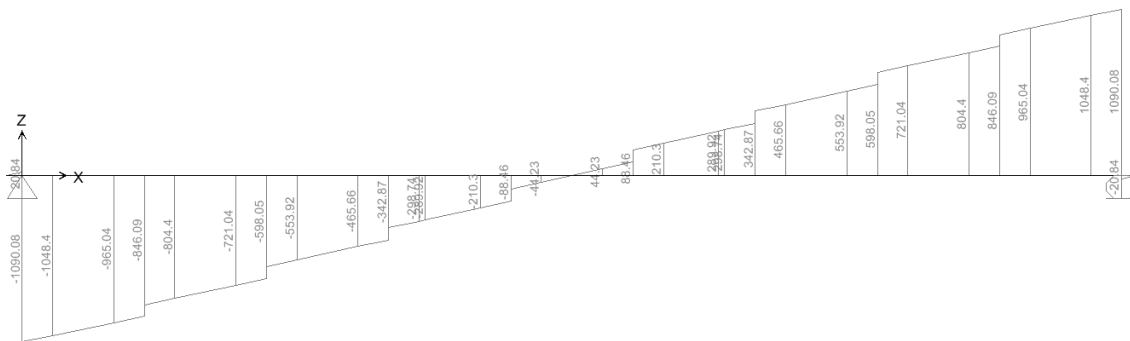


Diagramma del Taglio – fase 1 (caratteristica) – modello di calcolo

Parametro di raffronto	SAP 2000	Trave continua [Gelfi]	Δ
Momento mezzeria prima campata	10217 kNm	10277 kN	-0.5%
Taglio in Appoggio	1090 kN	1142 kN	-4.7%

12.1. Verifica tensionale

Di seguito si riporta un raffronto tensionale relativo al concio di mezzeria, tra la verifica condotta mediante il software “PEC4” ed un calcolo manuale.

Il confronto è stato eseguito a parità di momento flettente: 10217 kNm

Nome concio

Sezioni (es. Sez1,Sez2,...) X (m) (es. X1,X2,...)

Lamiere (C)

bs (mm) Flangia sup. in cl. 1

ts (mm) Flangia sup. <40mm

hmet (mm)

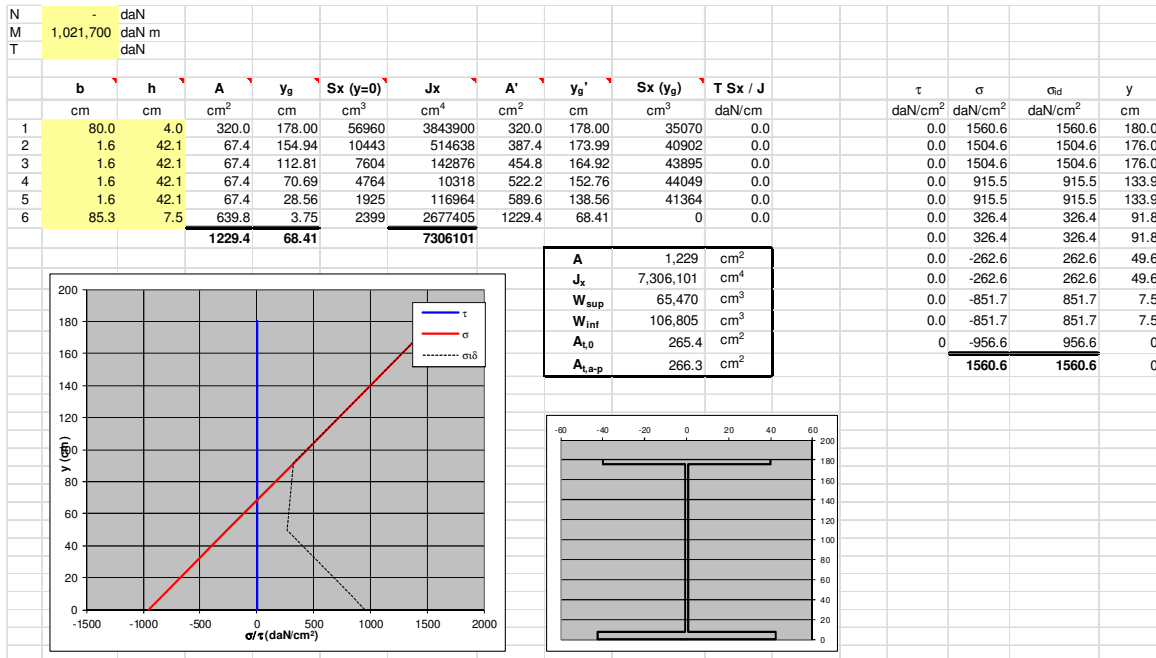
twr (mm)

alfa Inclined web

bi (mm)

ti (mm) Flangia inf. <40mm

Proprietà concio di verifica



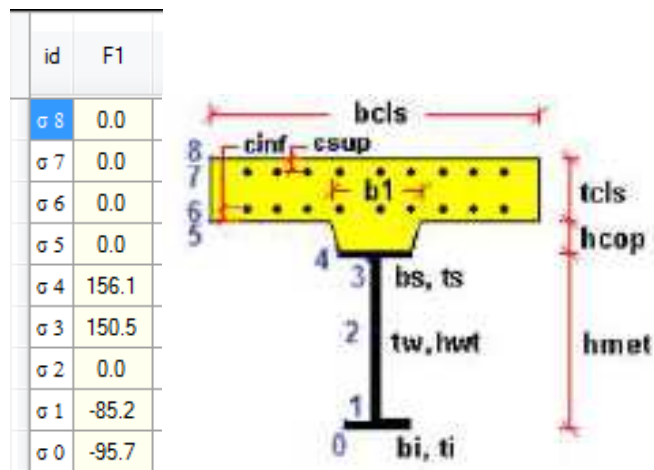
calcolo tensioni elastiche – foglio di calcolo

Sezioni e combinazioni di progetto

C m	SLU fond., Mmax
	SLU fond., Mmin
	SLU fond., Vmax
	SLU fond., Vmin
	SLS carat., Mmax
	SLS carat., Mmin
	SLS carat., Vmax
	SLS carat., Vmin
	SLS freq., Mmax
	SLS freq., Mmin
	SLS freq., Vmax
	SLS freq., Vmin
	SLF acciaio, Mmax
	SLF acciaio, Mmin

Sollecitazioni

Fase	N	V	M	T
1	0.00E+000	0.00E+000	1.02E+007	0.00E+000



calcolo tensioni elastiche – P_EC4

Si rileva che i valori massimi nei punti esterni della sezione(0 e 4) risultano essere uguali.

13. VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO

Il presente capitolo è redatta secondo le indicazioni relative al punto 10.2 del DM 14/01/2008 in merito alle “Analisi e verifiche svolte mediante l’ausilio di codici di calcolo” per l’opera oggetto di questa relazione.

13.1. Tipi di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di più codici di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Per quanto riguarda i criteri di modellazione e le caratteristiche dei programmi utilizzati si rimanda ai relativi paragrafi.

13.2. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Di seguito si indicano l’origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione.

	Software	Versione	Produttore - Distributore
Calcolo impalcato	Sap 2000	18.2.0	CSI Italia srl
Calcolo soletta	Sap 2000	18.2.0	CSI Italia srl
Calcolo Sottostrutture Fondazioni	Fogli di calcolo excel	excel 2007	Microsoft- Office
Verifica sezioni in CA	RC-SEC-Vca_SLU	1.0.0.14	Geostru software
Verifica sezioni composte	PONTI EC4	3.22	Alhambra srl

13.3. Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. L'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo sono garantite attraverso un nu-

mero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

I fogli di calcolo implementati in EXCEL sono stati sottoposti a procedure di valutazioni mediante test di affidabilità che ne hanno validato il corretto funzionamento.

13.4. Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

13.5. Informazioni generali sull'elaborazione

I software prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

13.6. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.