

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA - MONTEBELLO VICENTINO

SOTTOVIA

SL03 - SOTTOVIA AL km. 12+034

SL03A SCATOLARE - RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n°8664 - Sez. A settore Civile ed Ambientale	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore		-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	N	0	D	0	0	D	I	2	C	L	S	L	0	3	A	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ATI bonifica	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data
	Ing. F.P. Bocchetto	Maggio 2015

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE	S. Grimaldi	Maggio 2015	S. Grimaldi	Maggio 2015	P. Polidori	Maggio 2015	Ing Alberto Checchi iscritto all'Ordine degli Ingegneri Provincia di Roma al n°12414 - Sez. A settore Civile e Ambientale Maggio 2015

File: IN0D00DI2CLSL03A0001A_00A.DOCX	CUP: J41E91000000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

Sommario

1	PREMESSA.....	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO.....	4
2.1	UNITÀ DI MISURA.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	7
4	ALLEGATI.....	7
5	MATERIALI UTILIZZATI.....	9
5.1	CALCESTRUZZO C32/40 MPA	9
5.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C.....	10
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
6.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	11
6.2	FALDA DI PROGETTO	12
6.3	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	12
6.4	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	12
7	ANALISI DEL SOTTOVIA.....	13
7.1	ANALISI DEI CARICHI	14
7.1.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI PORTATI (CONDIZIONE PERM) 14	
7.1.2	SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SPTSX E SPTDX)	15
7.1.3	CARICHI ACCIDENTALI, RIPARTIZIONE CARICHI VERTICALI (CONDIZIONE ACC-M)	17
7.1.4	SPINTA SUI PIEDRITTI PRODOTTA DAL SOVRACCARICO (CONDIZIONI SPACCSX E SPACCDX).....	18
7.1.5	FRENATURA E AVVIAMENTO (CONDIZIONE AVV)	18
7.1.6	AZIONI TERMICHE (CONDIZIONE:TERM).....	18
7.1.7	RITIRO (CONDIZIONE: RITIRO)	19
7.1.8	AZIONI DELLA FALDA (CONDIZIONE: SPW)	20
7.1.9	AZIONI SISMICHE.....	21
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	26
8	MODELLAZIONE ADOTTATA	36
9	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	38
10	VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE (STR).....	51
10.1	VERIFICHE DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE.....	51
10.2	VERIFICHE A TAGLIO	58

10.3	VERIFICHE TENSIONALI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	59
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	69
11.1	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO	69
12	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE	69

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 4 di 69	

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto Definitivo della tratta AV/AC Verona-Padova, subtratta Verona Porta Vescovo – Montebello Vicentino.

L'opera oggetto delle analisi riportate è il Sottovia al km 12+034.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche del nuovo sottovia al km 12+034 della tratta A.V./A.C. Verona-Padova, subtratta Verona Porta Vescovo – Montebello Vicentino.

Il sottovia è costituito da una struttura scatolare di tipo classico, di dimensioni interne 5.50x6.50 m, con piedritti e solette di copertura di spessore pari a 70 cm e fondazione di spessore 80cm.

Si riportano, di seguito, alcune viste delle opere in progetto.

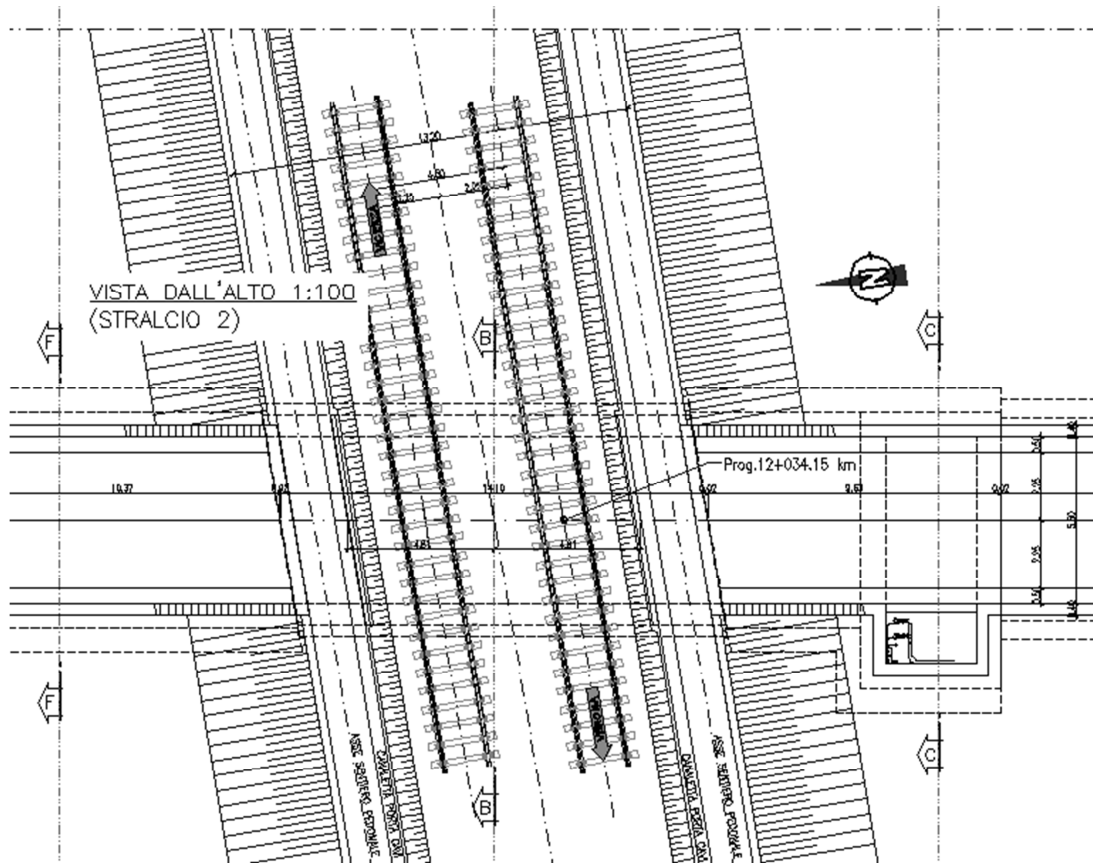


Figura 1 – Vista dall'alto

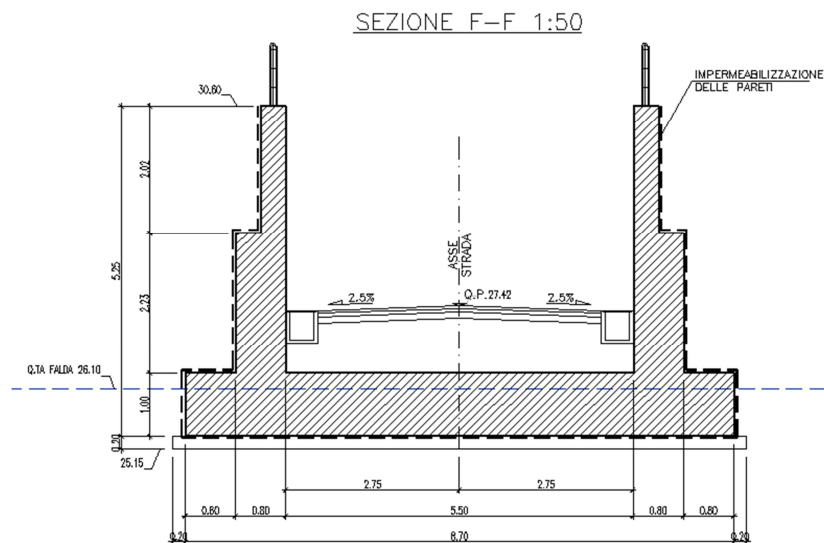


Figura 2 - Sezioni trasversali

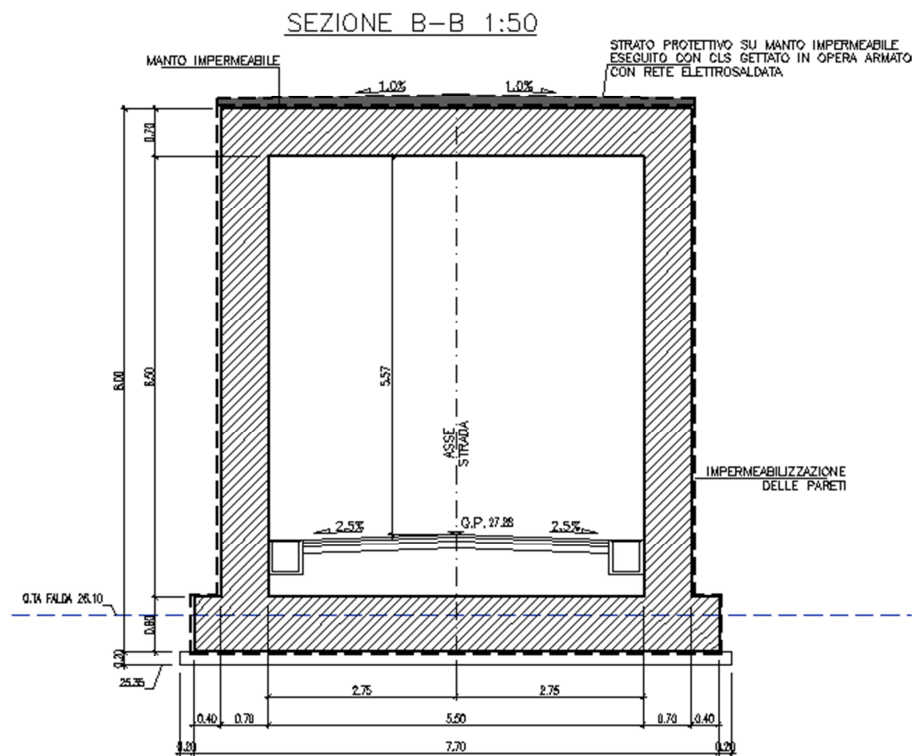


Figura 3 - Sezione trasversale sottovia

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

2.1 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella relazione:

lunghezze [m];

forze [kN];

momenti [kNm]

tensioni [Mpa]

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 7 di 69	

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009,n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A: Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;
- Manuale di progettazione ITALFERR.

4 ALLEGATI

Il presente documento è corredato dai seguenti allegati

- “Sottovia al km 12+034” – Pianta spiccati

- “Sottovia al km 12+034” – Sezione longitudinale
- “Sottovia al km 12+034” – Vista dall’alto
- “Sottovia al km 12+034” – Sezioni
- PROFILI GEOTECNICI

5 MATERIALI UTILIZZATI

5.1 CALCESTRUZZO C32/40 MPA

Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 32300 \text{ N/mm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.20$
Densità di Massa	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di Espansione Termica:	$\alpha = 1.00\text{E-}05 \text{ m/ } ^\circ\text{C}$

Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione semplice	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m,$
dove $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;	$f_{cd} = 18.14 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m,$
dove $\gamma_m = 1.5$	$f_{ctd} = 1.47 \text{ N/mm}^2$

Stati Limite di Esercizio

Tensioni limite di compressione:

condizione rara: $\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ Mpa}$

condizione quasi permanente: $\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.40 \text{ MPa}$

Stato limite apertura delle fessure

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A		Pag 10 di

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione -

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite sono pari a:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Nel caso in esame le verifiche a fessurazione sono condotte in condizioni ambientali aggressive e considerando un'armatura poco sensibile, pertanto si adotteranno i valori limite:

$$w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad \text{per la combinazione di carico frequente}$$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad \text{per la combinazione di carico quasi permanente}$$

5.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

B450 C (controllato in stabilimento)

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa} \text{ tensione caratteristica di snervamento}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ MPa} \text{ tensione caratteristica di calcolo}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa} \text{ modulo elastico}$$

Stato limite di esercizio SLE:

$$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A		. Pag 11 di

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

6.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono riportate di seguito.

Sottovia Progressiva	Parametri geotecnici terreno di posa fondazione	Parametri geotecnici terreno laterale
12+034	Sabbie medio grosse piu' o meno limose	Rilevato ferroviario

I parametri geotecnici di riferimento per i terreni presenti in sito sono:

Parametri geotecnici terreno in sito				
	γ_{saturo} (kN/mc)	C' (KPa)	Φ' (°)	E_d (edometrico) (MPa)
Sabbie medio grosse piu' o meno limose	18.60	0.00	34	70-100

I parametri geotecnici del rilevato ferroviario sono

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al tagli o
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

Il calcolo delle spinte agenti sui piedritti è stato fatto sulla base dei parametri geotecnici che caratterizzano il rilevato ferroviario.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA		
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO		
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA		
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A		Pag 12 di	

6.2 FALDA DI PROGETTO

La quota del pelo libero della falda è a 8.25 m dal p.f..

6.3 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame. Il modello utilizzato è quello di suolo alla Winkler. Il valore della costante di sottofondo k_w è stato valutato come:

$$k_w = E / [(1-\nu^2) \cdot B]$$

Per le opere in esame, si è considerato un modulo elastico del terreno pari a:

$$E = 70 \text{ MPa},$$

dal quale risultano, secondo la formulazione sopra riportata, i valori della costante di sottofondo riportati di seguito:

$$k_w = 70000 / [(1-0.09) \cdot 13.20] = 5827 \text{ kN/m}^3$$

6.4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo alle Nuove Norme Tecniche.


La categoria di suolo di fondazione viene definita sulla base della conoscenza di V_{s30} , ricavato dalle indagini sismiche eseguite nelle campagne geognostiche. In particolare, nel caso in esame si considera una categoria di suolo di **tipo C**: "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille mediamente consistenti, con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 m/s e 360 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT < 50 o coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa).

7 ANALISI DEL SOTTOVIA

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare, avente lunghezza di 1,00 m.

Le caratteristiche geometriche della sezione di calcolo esaminata sono:

Spessore medio del ballast+ armamento	h_b	0.80 m
Larghezza totale dello scatolare	L_{tot}	14.00 m
Larghezza utile dello scatolare	L_{int}	5.50 m
Larghezza mansola di fondazione sinistra	L_{msx}	0.40 m
Larghezza mansola di fondazione destra	L_{mdx}	0.40 m
Spessore della soletta di copertura	S_s	0.70 m
Spessore piedritti	S_p	0.70 m
Spessore della soletta di fondazione	S_f	0.80 m
Altezza libera del tombino	H_{int}	6.50 m
Altezza totale del tombino	H_{tot}	8.00 m
Quota falda da intradosso fondazione	H_w	0.25 m
Larghezza striscia di calcolo	b	1.00 m

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A		Pag 14 di

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

7.1.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI PORTATI (CONDIZIONE PERM)

Il *peso proprio* delle solette e dei piedritti è stato calcolato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$; risulta:

Peso soletta superiore: $P_{ss} = 1.20 \cdot 25 \cdot 1 = 30.0 \text{ kN/m}$

Peso soletta inferiore: $P_{si} = 1.20 \cdot 25 \cdot 1 = 30.0 \text{ kN/m}$

Peso piedritti: $P_p = 1.20 \cdot 25 \cdot 1 = 30.0 \text{ kN/m}$

Peso permanenti portati soletta superiore (ballast, sub-ballast, supercompattato, rinterro):

Peso ballast: $P_b = 0.80 \cdot 18 = 14.4 \text{ kN/m}$

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi 28 e 40 (i nodi tra la soletta superiore e i piedritti), il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

Peso ricoprimento per metà spessore piedritto: $P_p = 14.4 \cdot (1.20/2) \cdot 1 = 8.64 \text{ kN/m}$

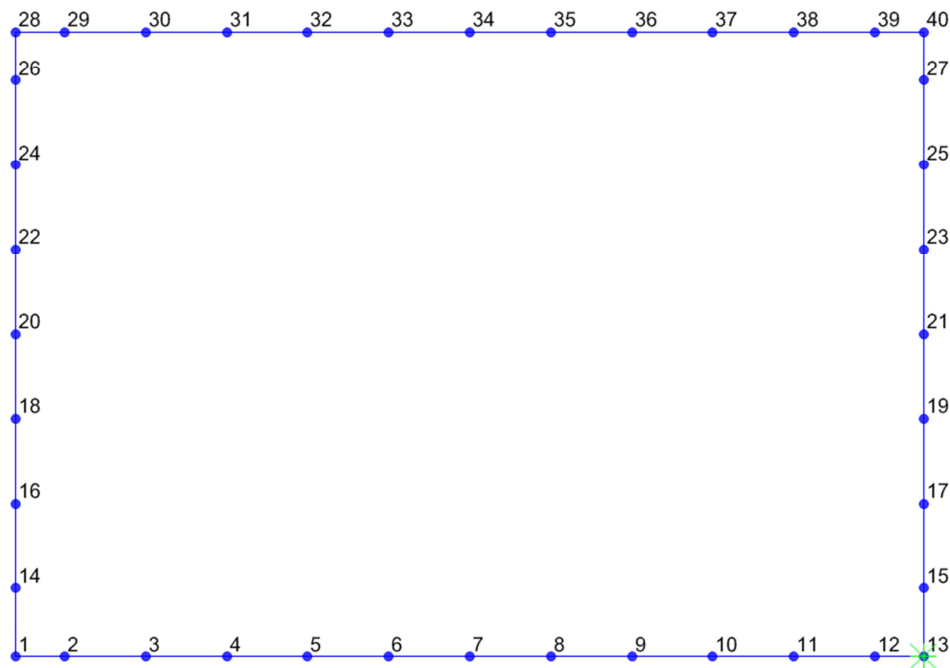


Figura 4 - Numerazione dei nodi nel modello

7.1.2 SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SPTSX E SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\Phi'$, per cui si ottiene il valore $K_0=0.426$.

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

per cui risulta:

$$\text{Pressione estradosso soletta superiore } P_1 = 14.4 \cdot 0.426 = 6.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pressione in asse soletta superiore } P_2 = (14.4 + 1.20/2 \cdot 20) \cdot 0.426 = 11.26 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pressione in asse soletta inferiore } P_3 = (14.4 + 8.30 \cdot 20) \cdot 0.426 = 76.93 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pressione intradosso soletta inferiore } P_4 = (14.4 + 8.90 \cdot 20) \cdot 0.426 = 82.04 \text{ kN/m}^2$$

Nella figura seguente si riportano i diagrammi di spinta del terreno agenti sui piedritti.

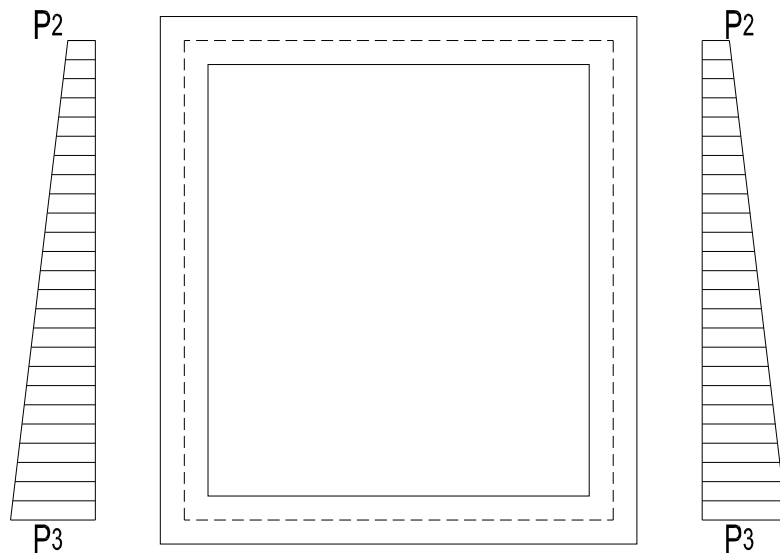


Figura 5 - Spinte del terreno

Alle spinte rappresentate dai diagrammi indicati in figura sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi 1 e 28 (per la SPTSX) oppure 13 e 40 (per la SPTDX), i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di copertura e di fondazione.

Spinta semispessore sol. sup. $1/2 * (P_1+P_2) * (1.20/2) = 5.22 \text{ kN}$

Spinta semispessore sol. inf. $1/2 * (P_3+P_4) * (1.20/2) = 47.7 \text{ kN}$

7.1.3 CARICHI ACCIDENTALI, RIPARTIZIONE CARICHI VERTICALI (CONDIZIONE ACC-M)

Il carico accidentale più sfavorevole per l'opera in esame è quello rappresentato dal treno LM71.

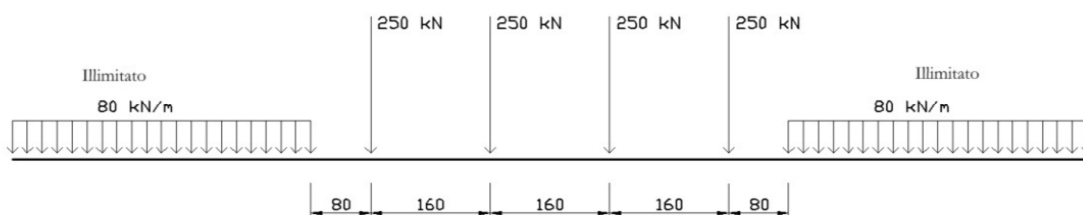


Figura 6 - Treno LM71

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si è fatto riferimento al paragrafo 1.4.2 "effetti dinamici" della specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A e nel caso in esame si è assunto $\Phi_2 = 1.14$.

Il sovraccarico ferroviario (LM71) è stato distribuito attraverso il ricoprimento costituito dal ballast con una pendenza 1 a 4 e a 45° all'interno della soletta di copertura.

La diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta, dunque, pari a:

$$L_d = 2.60 + [(H_b)/4 + S_{ss}/2] * 2 = 4.20 \text{ m}$$

In senso longitudinale, invece, si è assunto che il carico si distribuisce sull'intero ingombro dei suoi assi, pari a 6.40 m.

Pertanto il carico ripartito dovuto al treno LM 71 risulta (considerando il coefficiente di adattamento $\alpha=1.1$ e il coefficiente dinamico $\Phi_2 = 1.14$) risulta:

$$\text{Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate} = [4 * 250 / 6.40] * \alpha * \Phi / 4.20 = 46.8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carico ripartito prodotto dal carico distribuito (80 kN/m)} = (80 * \alpha * \Phi) / 4.20 = 24.0 \text{ KN/m}$$

Cautelativamente si assume che il carico dovuto alle forze concentrate sia distribuito sull'intera luce della soletta di copertura.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 18 di

7.1.4 SPINTA SUI PIEDRITTI PRODOTTA DAL SOVRACCARICO (CONDIZIONI SPACCSX E SPACCDX)

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico ripartito equivalente alle forze concentrate, che vale:

$$[(250*4)*\alpha/L_d*6.40]*K_0 = 17.45 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi 1 e 38 per la spinta sul piedritto sinistro e 13 e 50 per la spinta sul piedritto destro, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura: $17.45 * (1.20/2) = 10.47 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di fondazione: $17.45 * (1.20/2) = 10.47 \text{ kN}$

7.1.5 FRENATURA E AVVIAMENTO (CONDIZIONE AVV)

Per la condizione di carico in esame, in coerenza con il tipo di carico accidentale impiegato nelle altre condizioni esaminate, si è presa in considerazione la forza di avviamento del modello LM71 che è di 33 kN/m. Distribuendo tale forza sulla larghezza di diffusione del carico si ha:

Avviamento $A_v = 33 \text{ kN/m}$

Carico distribuito su L_d :

$$q_{Av} = A_v / L_d = 7.86 \text{ kN/m}$$

Tale azione è stata applicata, come carico orizzontale uniformemente distribuito, alla soletta di copertura.

7.1.6 AZIONI TERMICHE (CONDIZIONE:TERM)

Alla soletta superiore si è applicata una variazione termica uniforme pari a $\Delta t_u = \pm 15^\circ\text{C}$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t_v = \pm 5^\circ\text{C}$.

Gli effetti delle variazioni termiche nella struttura sono stati determinati mediante l'involuppo delle seguenti combinazioni:

$$\text{TERM} = \text{involuppo} (\pm \Delta t_u \pm \Delta t_v)$$

7.1.7 RITIRO (CONDIZIONE: RITIRO)

Il ritiro viene applicato mediante una variazione termica uniforme della copertura, in grado di produrre la stessa deformazione nel calcestruzzo.

Gli effetti del ritiro sono stati valutati a lungo termine, attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EUROCODICE 2 – UNI EN 1992 -1-1 -2005 e nel DM 14/01/2008. Si riportano i risultati ottenuti.

Caratteristiche del cls a tempo zero

$f_{ck} =$	28 N/mm ²	classe del cls
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	36 N/mm ²	resistenza a compressione media
$E_{cm} =$	32308.25 N/mm ²	modulo elastico secante
cls tipo	R	classe del cemento
α	0.00001	coefficiente di dilatazione termica cls

Tempo e ambiente

$t_s =$	2 gg	età del cls in giorni, all'inizio del ritiro per essiccaamento
$t_0 =$	2 gg	età del cls in giorni al momento del carico
$t =$	54750 gg	età del cls in giorni
$h_0 = 2A_c/u =$	2400 mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
$A_c =$	1200000 mm ²	sezione dell'elemento
$u =$	1000 mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
$RH =$	75 %	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ e modulo elastico E_{ct} a tempo "t"

$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$	2.1322662	coefficiente di viscosità a tempo t
$\phi_0 = \phi_{RH} \beta_y(f_{cm}) \beta_y(t_0) =$	2.149	coefficiente nominale di viscosità
$\phi_{RH} =$	1.182	coefficiente che tiene conto dell'umidità
$\alpha_1 =$	0.980	coefficiente per la resistenza del cls
$\alpha_2 =$	0.994	coefficiente per la resistenza del cls
$\beta_y(f_{cm}) =$	2.80	coefficiente che tiene conto della resistenza del cls
$\beta_y(t_0) =$	0.649	coefficiente per l'evoluzione della viscosità nel tempo
$t_0 =$	6.19	tempo t_0 corretto in funzione della tipologia di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)
$\alpha =$	1	coefficiente per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)
$\beta_c(t, t_0) =$	0.9920343	coefficiente per la variabilità della viscosità nel tempo
$\beta_h =$	1479	coefficiente che tiene conto dell'umidità relativa

$\alpha_3 =$	0.986	coefficiente per la resistenza del cls
$E_{cm}(t, t_0)$	10314.656	modulo elastico a tempo t
<i>Deformazione da ritiro</i>		
$\epsilon_s(t, t_0) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) =$	0.0003608	deformazione di ritiro a tempo t
$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_h \epsilon_{cd,0} =$	0.0003158	deformazione dovuta a ritiro per essiccamento
$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0.9999902	coefficiente per la variabilità della deformazione nel tempo
$K_h =$	0.7	parametro che dipende da h0
$\epsilon_{cd,0} =$	0.0004511	deformazione di base
$\beta_{RH} =$	0.8960938	
$f_{cm0} =$	10	
$RH0 =$	100	
$\alpha_{ds1} =$	6	coefficiente per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)
$\alpha_{ds2} =$	0.11	coefficiente per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 11 per classe R)
$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca^\infty} =$	0.000045	deformazione dovuta a ritiro autogeno
$\beta_{as}(t) =$	1	
$\epsilon_{ca^\infty} =$	0.000045	
$\Delta T_{ritiro} =$	11.52 °C	

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a: $\Delta T_{ritiro} = -11.52$ °C.

7.1.8 AZIONI DELLA FALDA (CONDIZIONE: SPW)

Il pelo libero della falda è assunto a 1.55 m dalla quota di intradosso della fondazione del sottovia.

I valori delle spinte agenti sui piedritti, sono stati calcolati come:

$$P = z \cdot \gamma_w$$

per cui risulta:

Pressione quota testa falda	P_{w1}	= 0.00 kN/m ²
-----------------------------	----------	--------------------------

Pressione in asse soletta inferiore	$P_{w2} = 0.95 \cdot 10$	= 9.50 kN/m
-------------------------------------	--------------------------	-------------

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA		
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO		
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA		
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 21	di

Pressione intradosso soletta inferiore $P_{w3} = 1.55 \cdot 10 = 15.5 \text{ kN/m}^2$

Alle azioni agenti su piedritti sono stati sommati i seguenti carichi:

Sottospinta idraulica applicata alla soletta di fondazione $S_w = 10 \cdot 1.55 = 15.5 \text{ KN/m}^2$.

Azioni orizzontali nel semispessore della soletta inferiore $P_{w,orizz} = 1/2 \cdot (P_{w2} + P_{w3}) \cdot (1.20/2) = 7.50 \text{ kN}$

Azioni verticali nel semispessore dei piedritti $P_{w,vert} = S_w \cdot (1.20/2) = 9.30 \text{ kN}$

7.1.9 AZIONI SISMICHE

Forze di inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 14/01/2008 si è assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 100$ anni ed una III classe d'uso $C_u = 1.5$, che danno luogo ad un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_u = 150$ anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a circa $a_g = 0.22 \text{ g}$.

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
45.39623042	11.16045713			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
45.397994	11.161602			
Altitudine (mt)	26			
Classe dell'edificio				
III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti signific	▼			
Vita Nominale Struttura	100 ▼			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	150			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	90	0.069	2.495	0.263
Danno	151	0.088	2.469	0.270
Salvaguardia Vita	1424	0.217	2.470	0.284
Prevenzione Collasso	2475	0.267	2.384	0.290

Figura 7 - Parametri sismici

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_T * a_g$$

dove:

$S_s=1.5$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T=1$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max}=1,5*1*0,22g = 0,330 g$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.330$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = 0.165$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove nel caso specifico si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_{2j} = 0,2$.

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio: $G_1=30.00$ kN/m

Massa associata al carico permanente $G_2=14.40$ kN/m

Massa treno $Q_k= 46.80$ kN/m

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

SismaH

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'_h=(30.0+14.40+0.2*46.8)*0.330 = 17.74 \text{ kN/m}$$

Forza Orizzontale sui Piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''_h=30.0*0.330= 9.90 \text{ kN/m}$$

SismaV

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F''_v=(30.0+14.4+0.2*46.8)*0.165 = 8.87 \text{ kN/m}$$

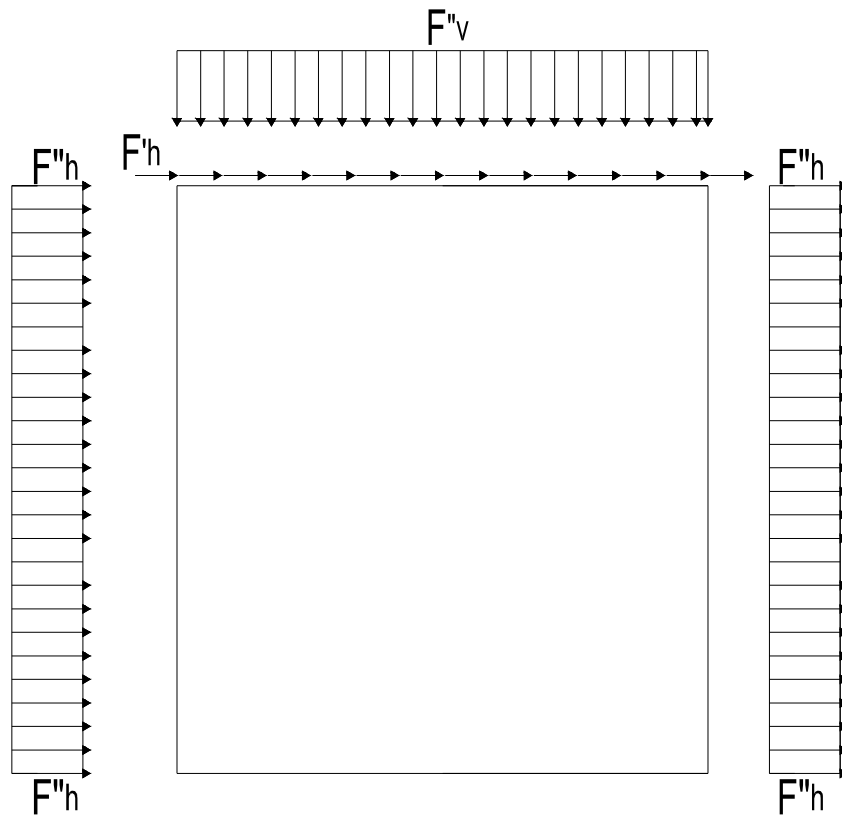


Figura 8 - Forze sismiche agenti sulla struttura

Spinta sismica terreno SPSPDX e SPSSX

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2.$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera; il suo valore è:

$$\Delta S_E = 0.330 \cdot 20 \cdot 8.90^2 = 523 \text{ kN/m}$$

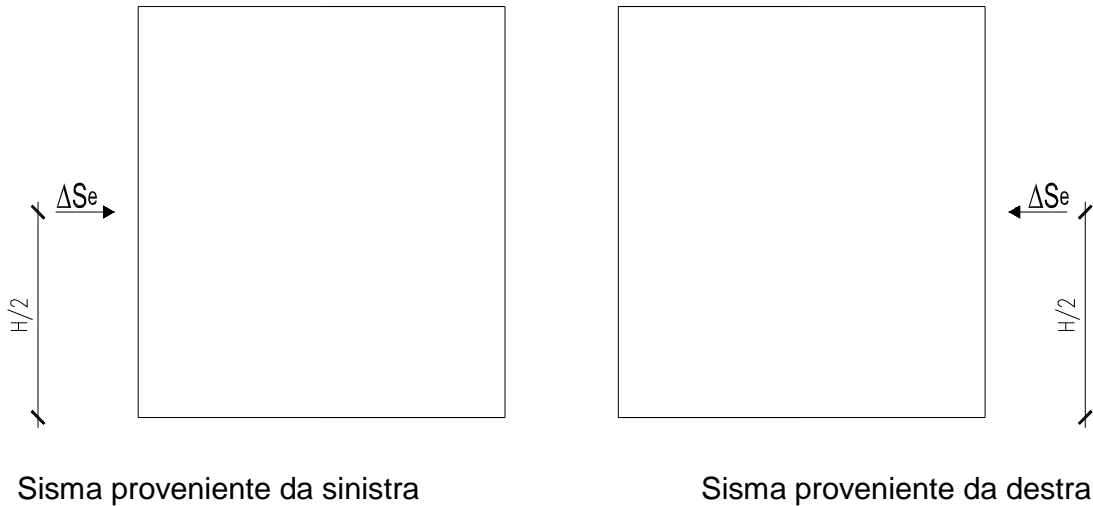


Figura 9 - Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta s_E = \Delta S_E / 7.70 = 67.90 \text{ kN/m}^2$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 26 di	

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili;

utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \text{ oppure } E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di

cui alla Tabella 5.2.IV del DM 14/01/2008 di seguito riportata, In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
	Altri	-	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	-

Tabella 5.2.IV – Valutazione dei carichi da traffico (da DM 14/01/2008)

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			COMMENTI
	Carico Verticale (1)	Treno Scarico	Frenatura ed Avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1.0	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1.0	0.0	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1.0 (0.5)	-	1.0	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0.8 (0.6; 0.4)	-	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	fessurazione

Azione dominante

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 14/01/2008)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (da DM 14/01/2008)

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (punto 3.2.4 del DM 14/01/2008) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete di Sinistra	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete di Destra	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV
Variazione termica sulla soletta superiore	Term
Ritiro	Ritiro
Azione sismica orizzontale con sisma proveniente da sinistra	Sisma H sx
Azione sismica orizzontale con sisma proveniente da destra	Sisma H dx
Azione sismica Verticale	Sisma V

Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX
Spinte idrostatiche della falda	SPW

Si precisa che le combinazioni di carico considerate sono state definite considerando sia l'ipotesi di presenza di falda, con quota assunta pari al livello di progetto, che l'ipotesi di assenza di falda.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative.

Combinazione fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Tabelle 3a/3b – Combinazioni di carico A1 (non sismiche)

Combinazioni di carico A1 (non sismiche) - assenza di falda																		
	1-A1	2-A1	3-A1	4-A1	5-A1	6-A1	7-A1	8-A1	9-A1	10-A1	11-A1	12-A1	13-A1	14-A1	15-A1	16-A1	17-A1	18-A1
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
AVV	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16
Term	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50
Ritiro	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20
SPW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni di carico A1 (non sismiche) - presenza																		
	1-A1	2-A1	3-A1	4-A1	5-A1	6-A1	7-A1	8-A1	9-A1	10-A1	11-A1	12-A1	13-A1	14-A1	15-A1	16-A1	17-A1	18-A1
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16	1.45	1.45	1.16
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
AVV	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.16
Term	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50	0.00	0.90	1.50
Ritiro	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20
SPW	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Tabelle 4a/4b – Combinazioni di carico sismiche (sisma proveniente da sinistra)

Combinazioni di carico sismiche - assenza di falda																
	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7	SH8	SV1	SV2	SV3	SV4	SV5	SV6	SV7	SV8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
SPACCSX	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
SPACCDX	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20
AVV	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Term	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma H sx	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
Sisma H dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.30	0.30
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni di carico sismiche - presenza di falda

	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7	SH8	SV1	SV2	SV3	SV4	SV5	SV6	SV7	SV8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
SPACCSX	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
SPACCDX	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20
ACVV	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Term	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma H sx	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
Sisma H dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
SPSDX	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.30	0.30
SPSSX	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00
SPW	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Tabelle 5a/5b – Combinazioni di SLE RARA

Combinazioni di carico SLE RARA - assenza di falda												
	1-R	2-R	3-R	4-R	5-R	6-R	7-R	8-R	9-R	10-R	11-R	12-R
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
AVV	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
Term	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00
Ritiro	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00
SPW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni di carico SLE RARA - presenza di falda												
	1-R	2-R	3-R	4-R	5-R	6-R	7-R	8-R	9-R	10-R	11-R	12-R
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
AVV	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
Term	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00
Ritiro	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00
SPW	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Tabelle 6a/6b – Combinazioni di SLE FREQUENTE

Combinazioni di carico SLE FREQUENTE - assenza di falda									
	1-FR	2-FR	3-FR	4-FR	5-FR	6-FR	7-FR	8-FR	9-FR
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	0.80	0.80	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.80	0.80
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50
AVV	0.00	0.00	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.80	0.80
Term	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
Ritiro	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
SPW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni di carico SLE FREQUENTE - presenza di falda									
	1-FR	2-FR	3-FR	4-FR	5-FR	6-FR	7-FR	8-FR	9-FR
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ACCM	0.80	0.80	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.80	0.80
SPACCSX	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
SPACCDX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50
AVV	0.00	0.00	0.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.80	0.80
Term	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
Ritiro	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.50
SPW	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Tabelle 7a/7b – Combinazioni di SLE QUASI PERMANENTE

Combinazioni di carico SLE QUASI PERMANENTE - assenza di falda		
	1-QP	2-QP
DEAD	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00
ACCM	0.00	0.00
SPACCSX	0.00	0.00
SPACCDX	0.00	0.00
AVV	0.00	0.00
Term	0.00	0.50
Ritiro	0.00	0.50
SPW	0.00	0.00

Combinazioni di carico SLE QUASI PERMANENTE - assenza di falda		
	1-QP	2-QP
DEAD	1.00	1.00
PERM	1.00	1.00
SPTSX	1.00	1.00
SPTDX	1.00	1.00
ACCM	0.00	0.00
SPACCSX	0.00	0.00
SPACCDX	0.00	0.00
AVV	0.00	0.00
Term	0.00	0.50
Ritiro	0.00	0.50
SPW	1.00	1.00

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 36 di	

8 MODELLAZIONE ADOTTATA

Il modello di calcolo attraverso il quale è stata schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000 v.15.1.0.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Soletta di copertura = Sezione 100 x 120 cmq

Piedritti = Sezione 100 x 120 cmq

Soletta di fondazione = Sezione 100 x 120 cmq

La modellazione dei piedritti è stata effettuata mediante un insieme di aste.

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo, per il quale è stata considerata una costante di sottofondo $K_s = 5800 \text{ kN/m}^3$.

Di seguito sono riportate delle viste con numerazione dei nodi e con numerazione degli elementi che costituiscono il modello di calcolo analizzato.

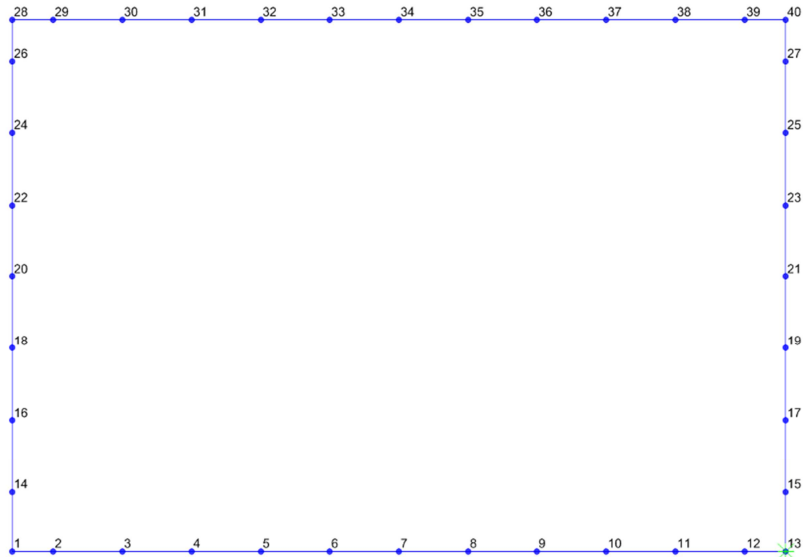


Figura 10 - Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

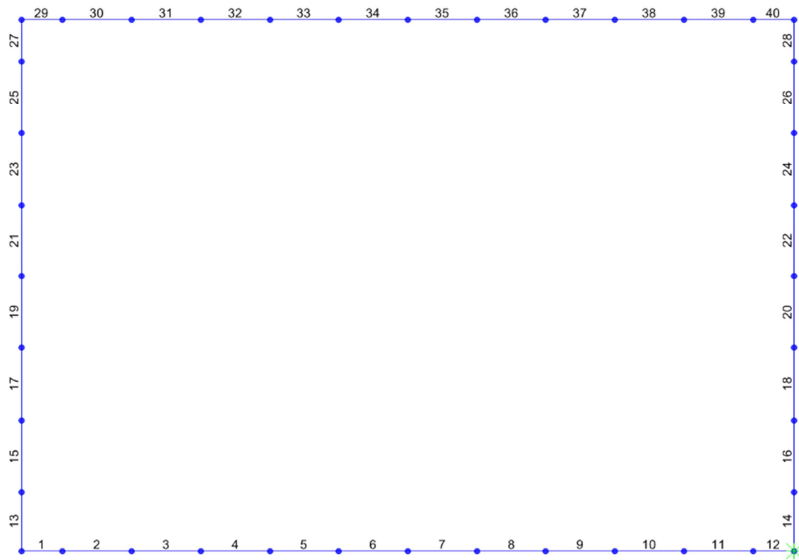


Figura 11 - Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

9 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano i diagrammi di involuppo delle caratteristiche delle sollecitazioni di Taglio, Flessione e Sforzo normale, ottenuti rispettivamente per:

- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLU (A1)
- le combinazioni delle azioni in presenza di sisma, con $E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z$ (SISMA ORIZZONTALE)
- le combinazioni delle azioni in presenza di sisma, con $E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$ (SISMA VERTICALE)
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE in condizione RARA
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE in condizione FREQUENTE
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE in condizione QUASI PERMANENTE

Inv SLU – A1

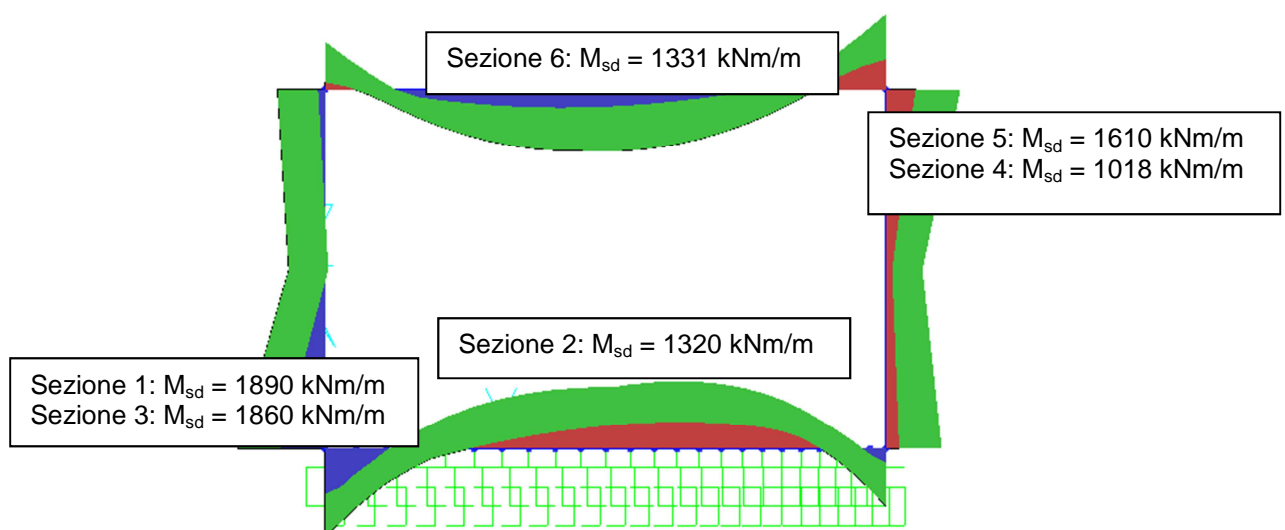


Figura 12 – A1 – Diagramma del momento flettente

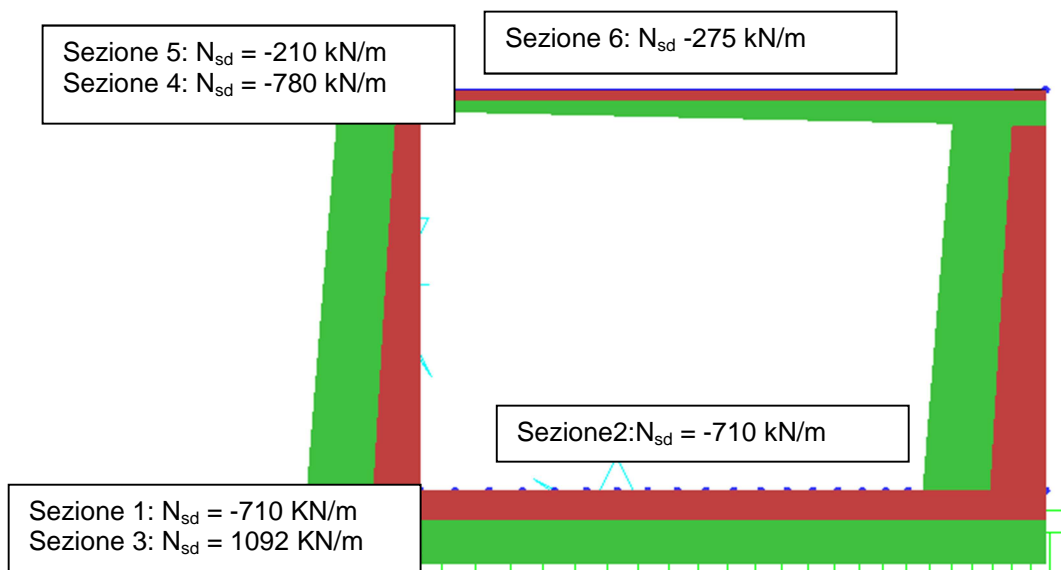


Figura 13 – A1 – Diagramma dello sforzo normale

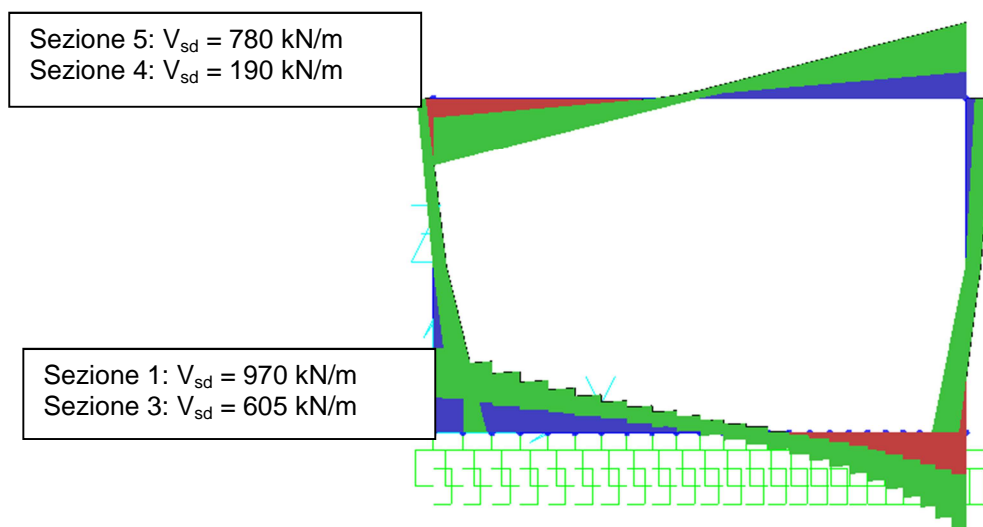


Figura 14 – A1 – Diagramma del taglio

SISMA ORIZZONTALE

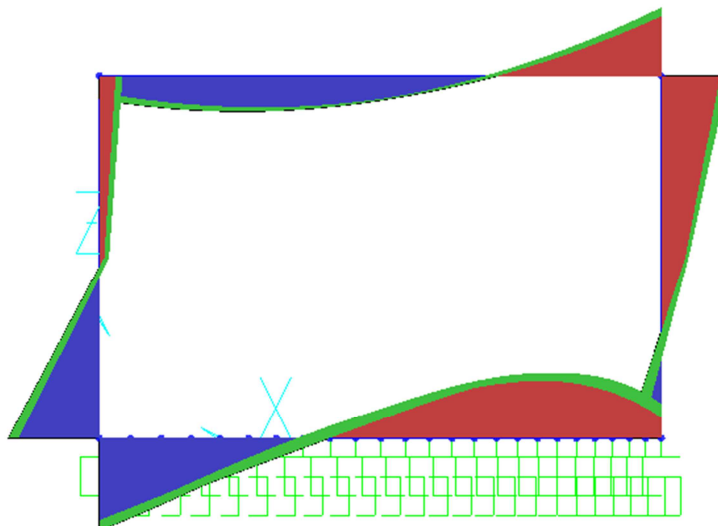


Figura 15 – SISMA ORIZZONTALE – Diagramma del momento flettente

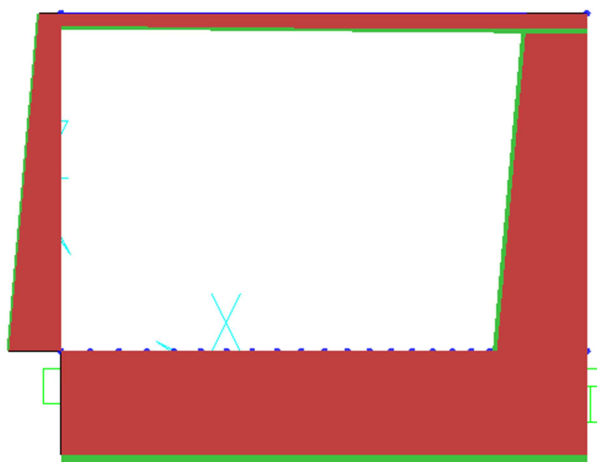


Figura 16 - SISMA ORIZZONTALE – Diagramma dello sforzo normale

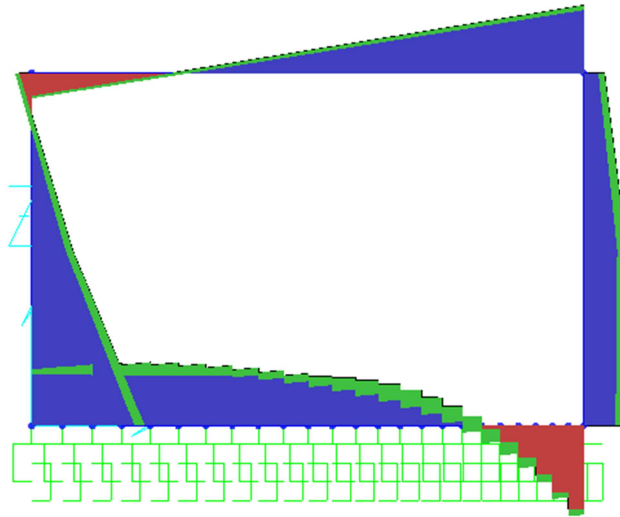


Figura 17 - SISMA ORIZZONTALE – Diagramma del taglio

SISMA VERTICALE

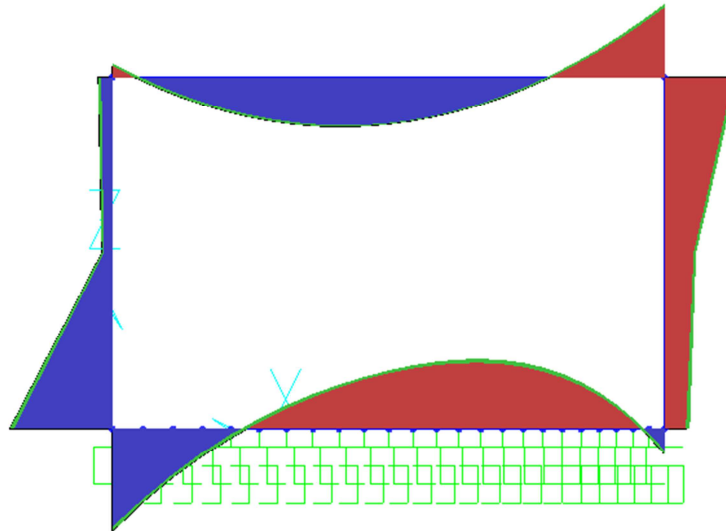


Figura 18 – SISMA VERTICALE – Diagramma del momento flettente

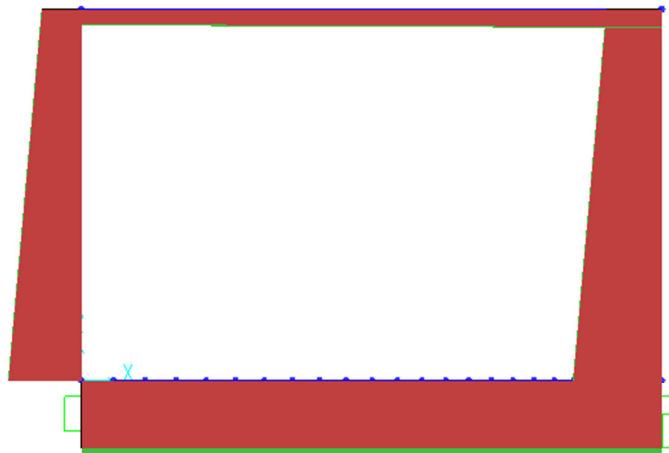


Figura 19 - SISMA VERTICALE – Diagramma dello sforzo normale

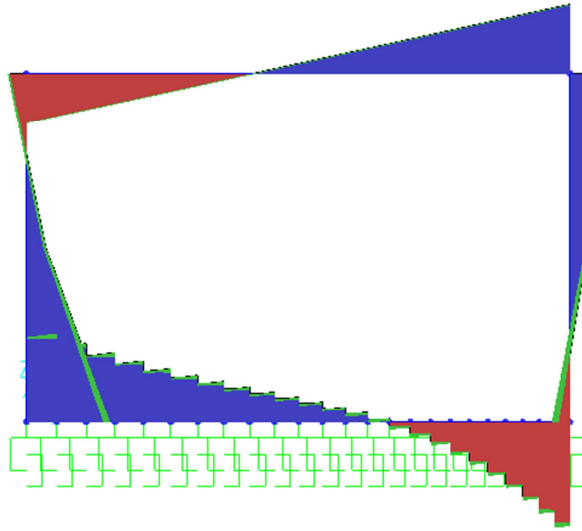


Figura 20 - SISMA VERTICALE – Diagramma del taglio

Inv_SLE RARA

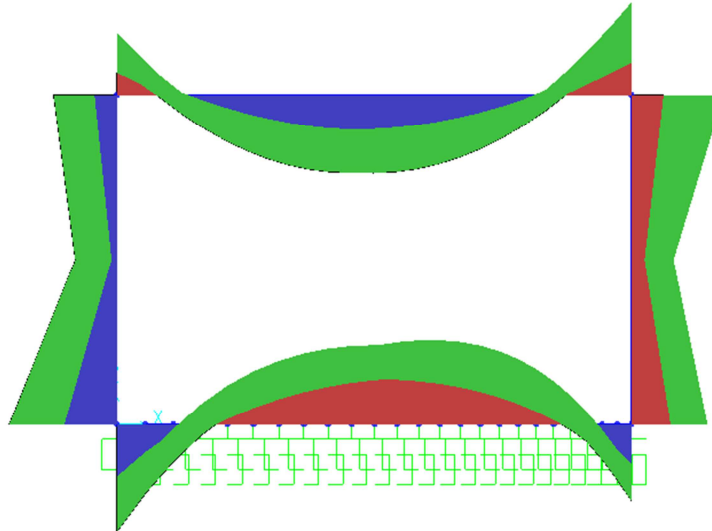


Figura 21 - Inv_SLE RARA – Diagramma del momento flettente

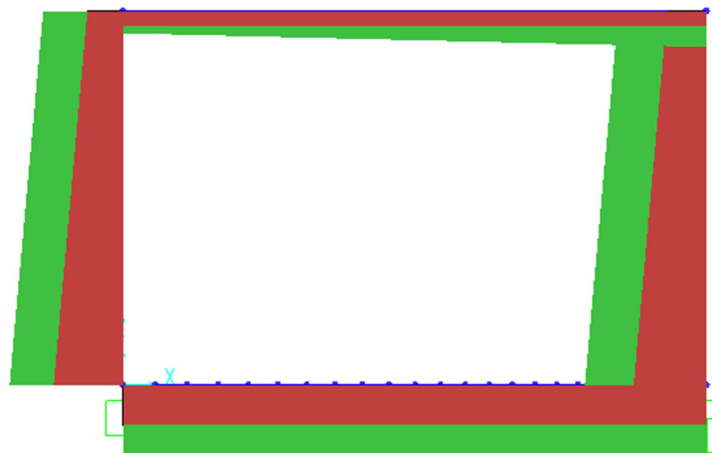


Figura 22 - Inv_SLE RARA – Diagramma dello sforzo normale

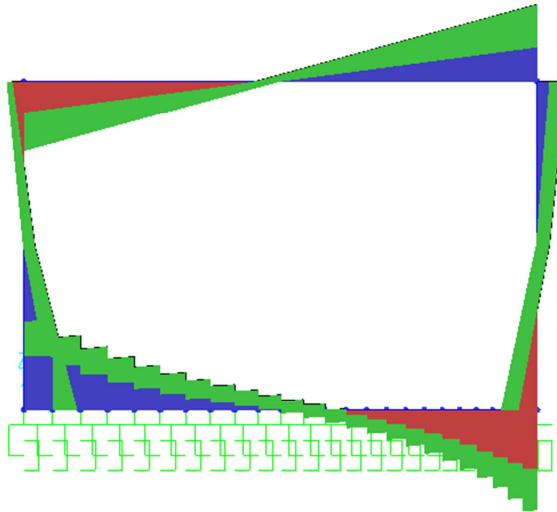


Figura 23 - Inv_SLE RARA – Diagramma del taglio

Inv_SLE FREQUENTE

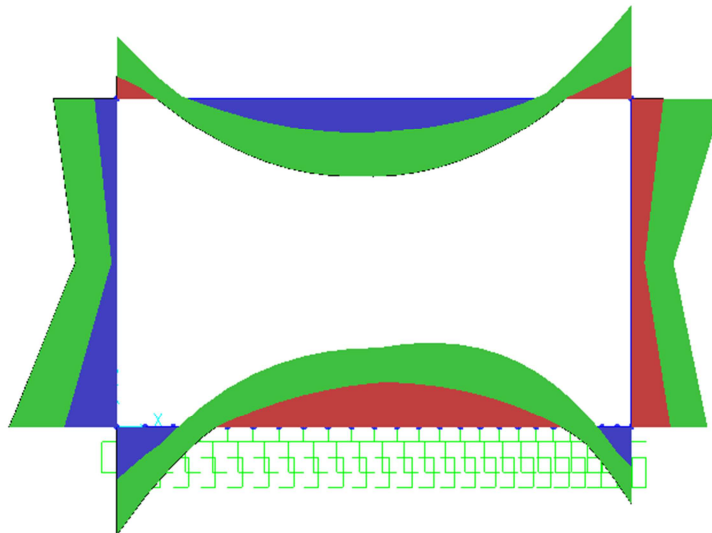


Figura 24 - Inv_SLE FREQUENTE – Diagramma del momento flettente

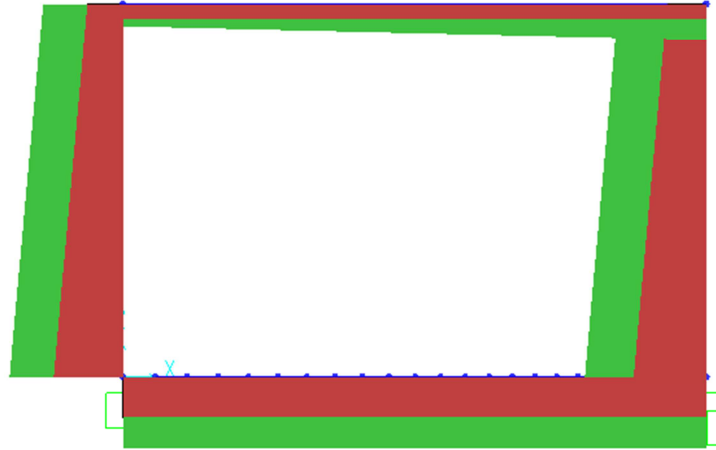


Figura 25 - Inv_SLE FREQUENTE – Diagramma dello sforzo normale

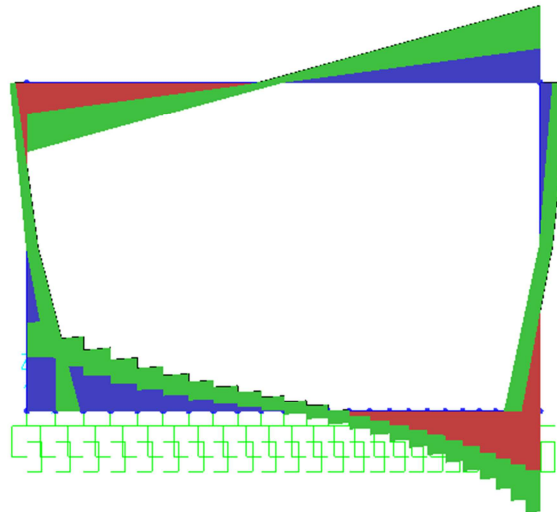


Figura 26 - Inv_SLE FREQUENTE – Diagramma del taglio

Inv_SLE QUASI PERMANENTE

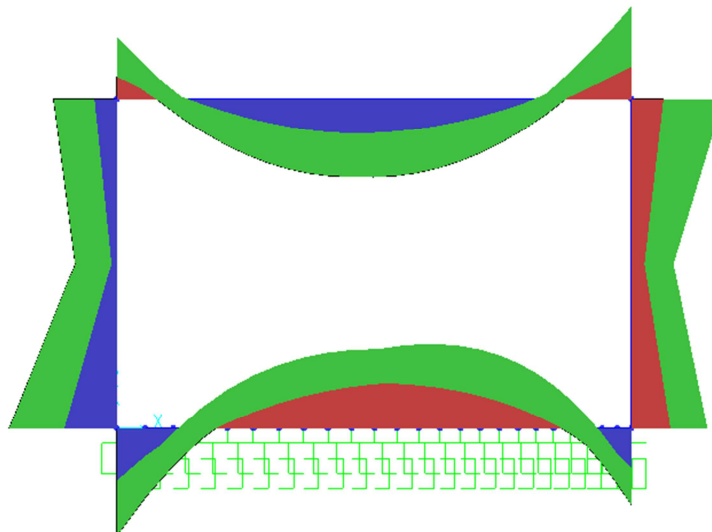


Figura 27 - Inv_SLE QUASI PERMANENTE – Diagramma del momento flettente

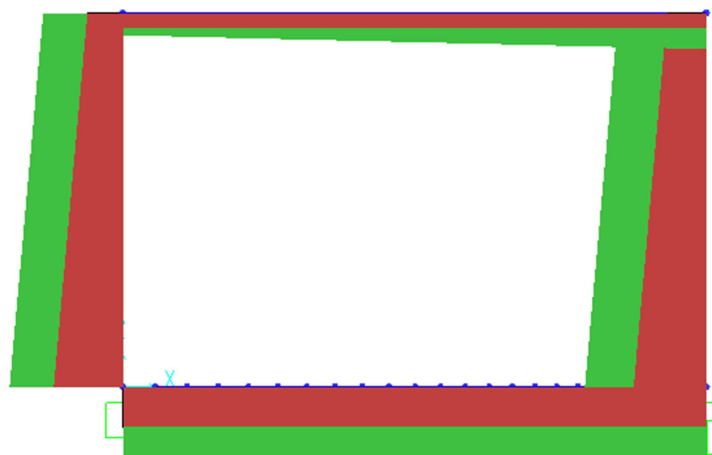


Figura 28 - Inv_SLE QUASI PERMANENTE – Diagramma dello sforzo normale

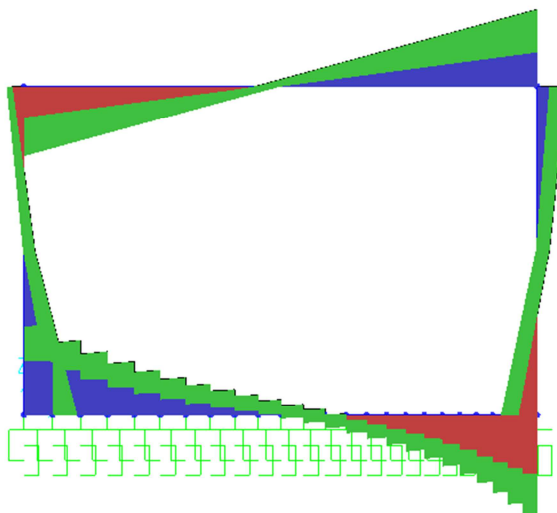


Figura 29 - Inv_SLE QUASI PERMANENTE – Diagramma del taglio

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica ed indicate in figura.

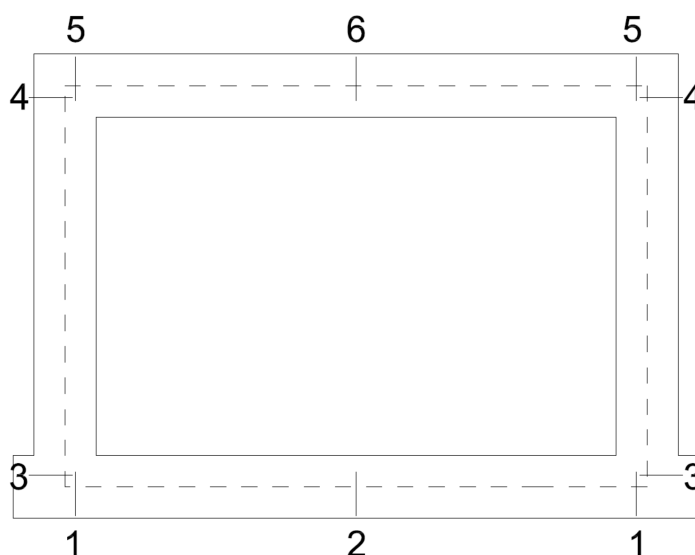


Figura 30 - Sezioni di verifica

Tabella 8 – Sollecitazioni di verifica SLU – A1

Sollecitazioni di verifica SLU – A1				
Sezione	M _{Ed} KNm	N _{Ed,min, corrisp} KN	Combinazione	V _{Ed} KN
1	1110	-350	5 A1	590
2	-945	-350	5 A1	-
3	1110	-530	5 A1	345
4	-840	-475	5 A1 + F	284
5	-840	-90	5 A1 + F	460
6	805	--	3 A1	-

Tabella 9 - Sollecitazioni di verifica SISMA ORIZZONTALE/VERTICALE

Sollecitazioni di verifica SISMA ORIZZONTALE/VERTICALE				
Sezione	M _{Ed} KNm	N _{Ed,min, corrisp} KN	Combinazione	V _{Ed} KN
1	1064	-475	SH5	642
2	-761	-475	SH5	-
3	1064	-206	SH5	853
4	-882	-288	SH5+F	365
5	-882	-180	SH5+F	497
6	442	-83	SH5	-

Tabella 10 - Sollecitazioni di verifica SLE RARA

Sollecitazioni di verifica SLE RARA			
Sezione	M _{Ed} KNm	N _{Ed,min, corrisp} KN	Combinazione
1	755	-243	5 R
2	-644	-243	5 R
3	755	-382	5 R
4	-562	-326	5 R + F
5	-562	-71	5 R + F
6	551	-13	3 R

Tabella 11 - Sollecitazioni di verifica SLE FREQUENTE

Sollecitazioni di verifica SLE FREQUENTE			
Sezione	M_{Ed} KNm	$N_{Ed,min, corrisp}$ KN	Combinazione
1	647	-208	5 FR
2	-579	-208	5 FR
3	647	-364	5 FR
4	-461	-287	5 FR+F
5	-461	-58	5 FR+F
6	479	-27	2 FR

Tabella 12 - Sollecitazioni di verifica SLE QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni di verifica SLE QUASI PERMANENTE			
Sezione	M_{Ed} KNm	$N_{Ed,min, corrisp}$ KN	Combinazione
1	403	-157	2 QP
2	-384	-157	2 QP
3	403	-268	2 QP
4	-213	-151	2 QP+F
5	-213	-28	2 QP+F
6	284	-26	2 QP

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 51 di	

10 VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE (STR)

10.1 VERIFICHE DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE

Le verifiche a pressoflessione sono state effettuate con l'ausilio del software commerciale Presflè+ 5.19 distribuito dalla Concrete.

Nelle verifiche delle solette di copertura e di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti. Si precisa che con:

B è stata indicata la larghezza delle sezioni oggetto di verifica, assunta sempre pari a 100 cm;

H è indicato lo spessore delle sezioni oggetto di verifica;

c è indicato il copriferro di calcolo, valutato sommando al minimo di normativa (5.0 cm) lo spazio necessario alla collocazione di eventuali barre di ripartizione e/o legature previste per l'incremento della resistenza a taglio, assunto pari a 2.0 cm;

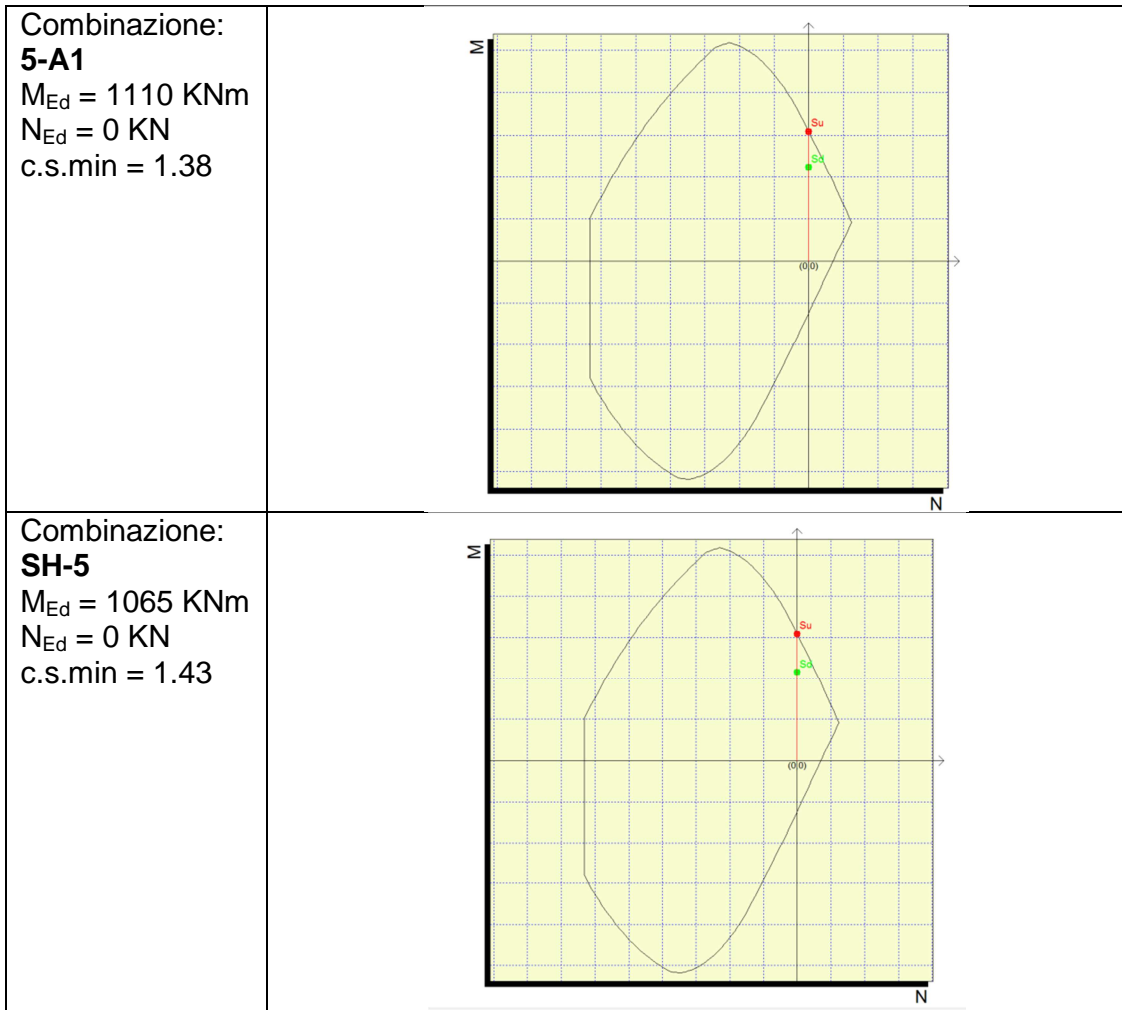
Af è indicato il quantitativo minimo di armatura da prevedere al lembo teso della sezione;

A'f è indicato il quantitativo minimo di armatura da prevedere al lembo compresso della sezione;

c.s. min è il minimo coefficiente di sicurezza ottenuto nella verifica.

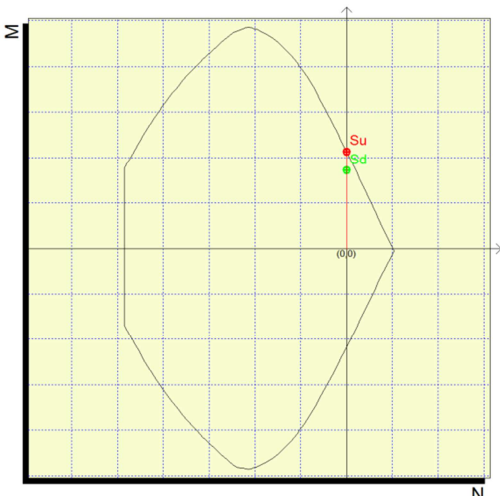
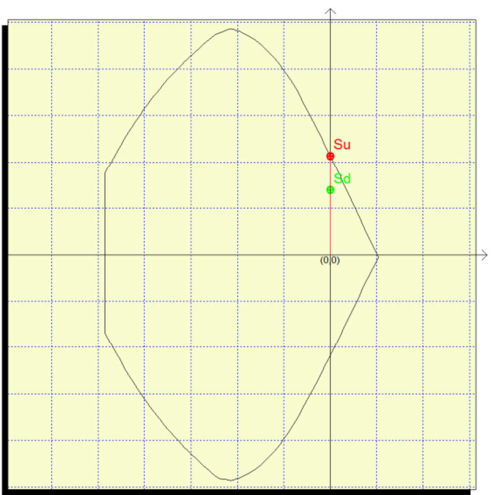
Sezione 1

B = 100 cm H = 90 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ26



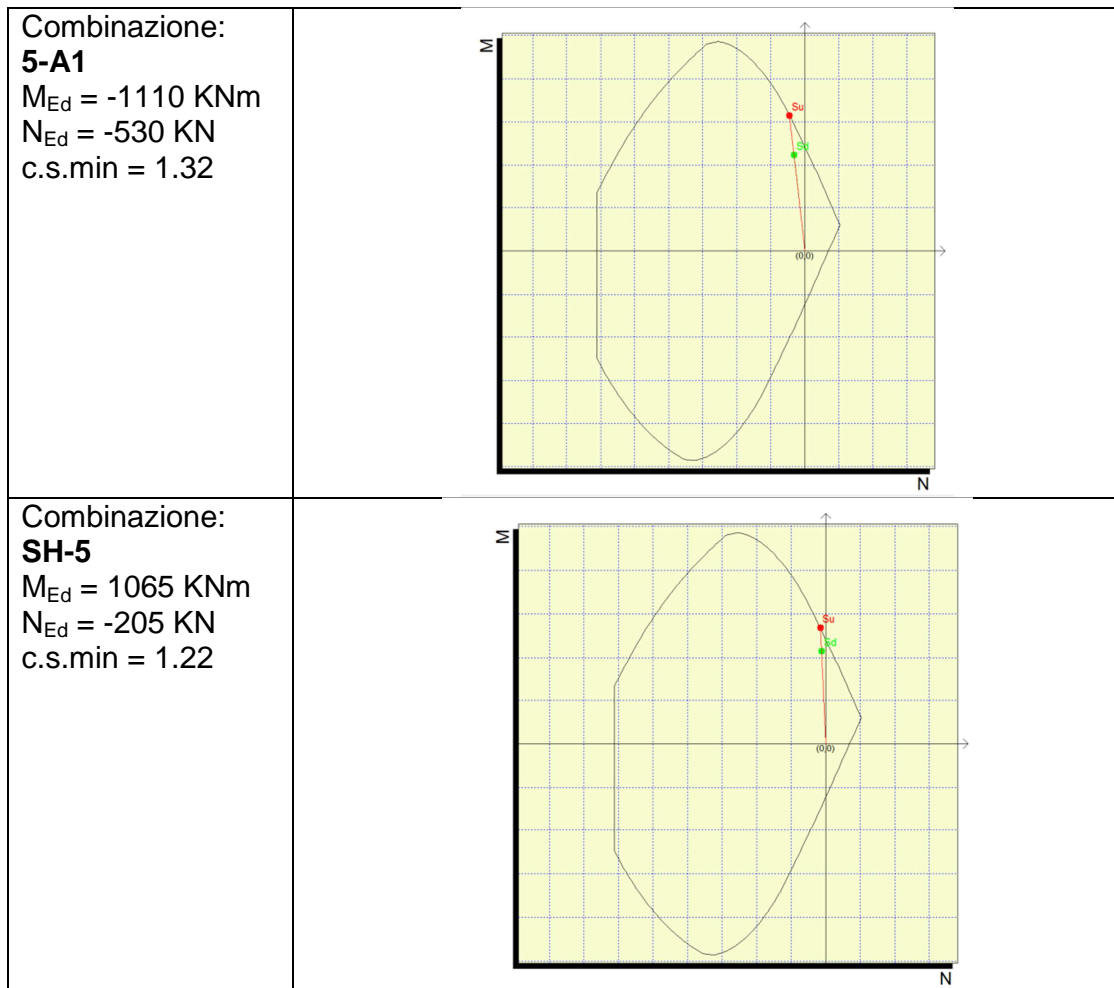
Sezione 2

B = 100 cm H = 90 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ26

<p>Combinazione: 5-A1 $M_{Ed} = -940 \text{ KNm}$ $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$ c.s.min = 1.25</p>	
<p>Combinazione: SH-5 $M_{Ed} = -760 \text{ KNm}$ $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$ c.s.min = 1.54</p>	

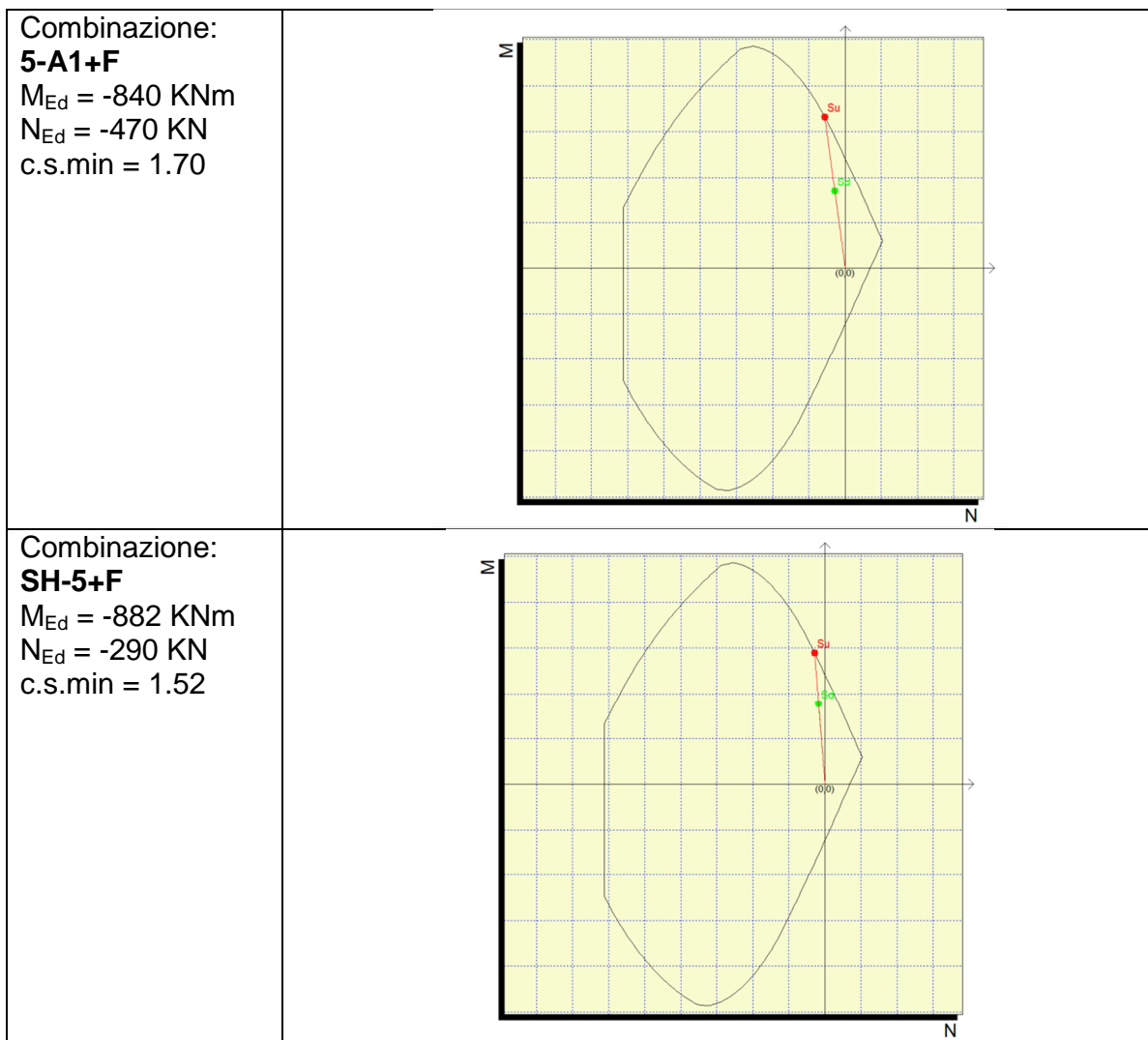
Sezione 3

B = 100 cm H = 70 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ26



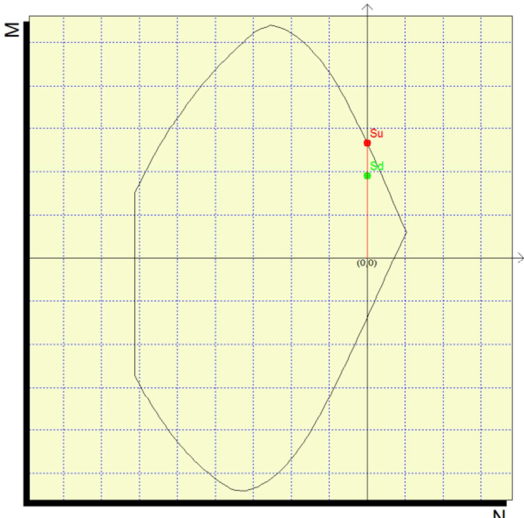
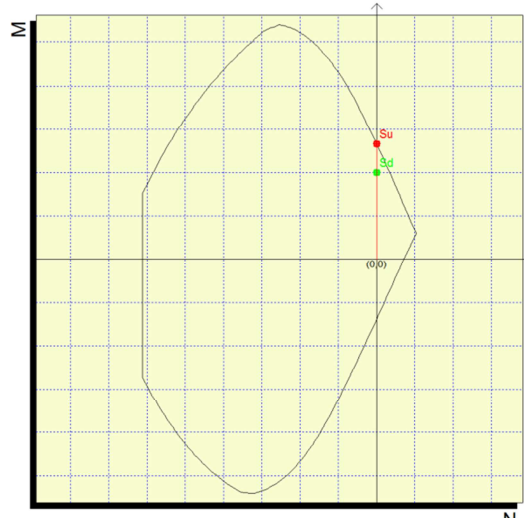
Sezione 4

B = 100 cm H = 70 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ26



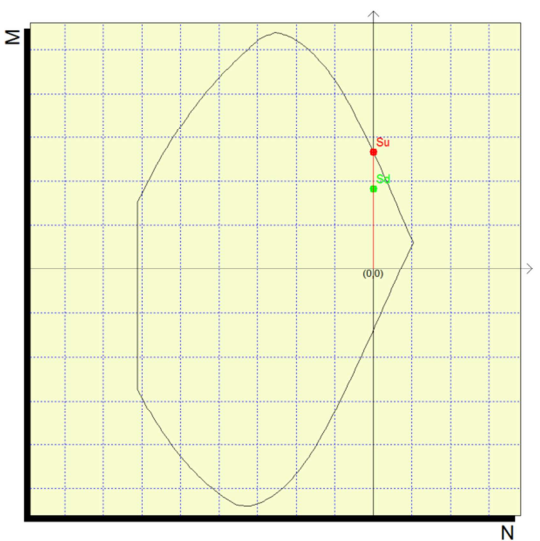
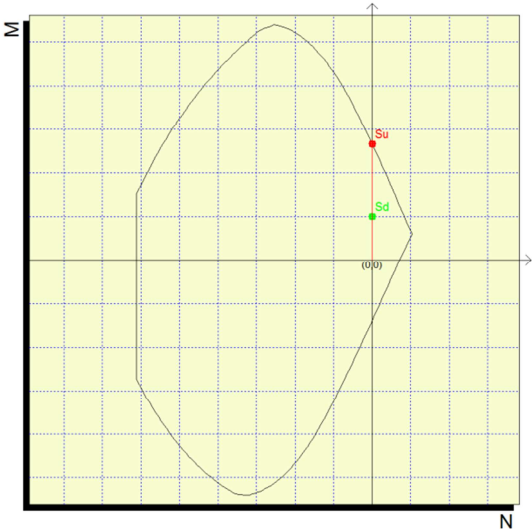
Sezione 5

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 70 \text{ cm}$ $c = 7 \text{ cm}$ $A_s = 5\phi 26 + 5\phi 26$ $A's = 5\phi 26$

<p>Combinazione: 5-A1+F $M_{Ed} = -840 \text{ KNm}$ $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$ c.s.min = 1.39</p>	
<p>Combinazione: SH-5+F $M_{Ed} = -881 \text{ KNm}$ $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$ c.s.min = 1.33</p>	

Sezione 6

B = 100 cm H = 70 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ26

<p>Combinazione: 3-A1 M_{Ed} = 802 KNm N_{Ed} = 0 KN c.s.min = 1.46</p>	
<p>Combinazione: SH-5 M_{Ed} = 442 KNm N_{Ed} = 0 KN c.s.min = 2.65</p>	

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 58 di

10.2 VERIFICHE A TAGLIO

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

I risultati ottenuti dalle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate per la struttura in esame sono riepilogati nella seguente tabella. Cautelativamente, le verifiche sono effettuate trascurando il contributo dello sforzo normale.

Tabella 13 - Verifiche di resistenza a taglio

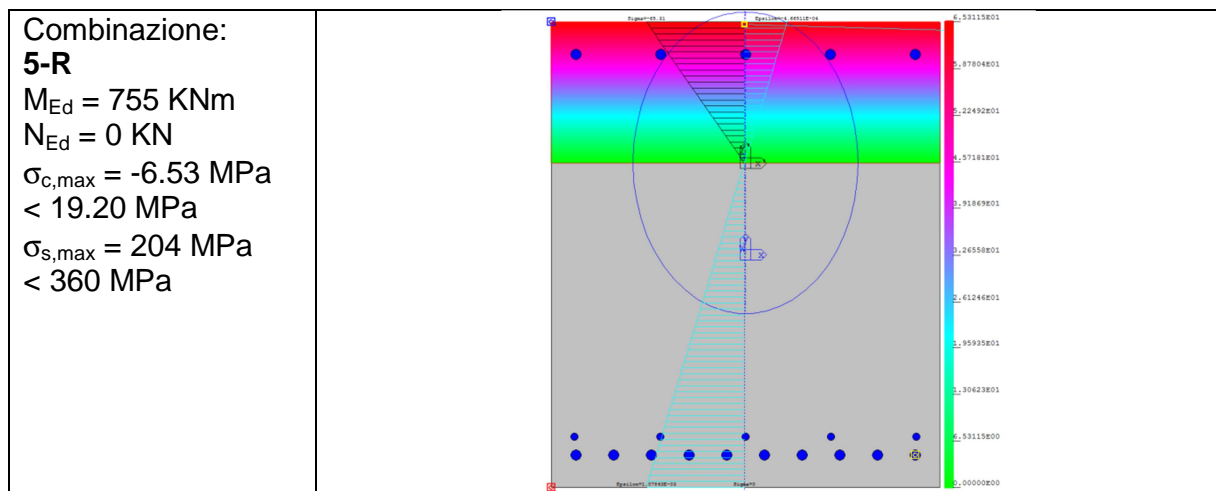
Verifica a taglio						
Sezione	V_{Ed}	b	h	V_{Rd}	V_{Rsd}	Armatura a taglio
	KN	cm	cm	KN	KN	
1	585	100	90	340	1112	Legature $\phi 16/40 \times 40$
2	-	100	90	-	-	-
3	470	100	90	340	1112	Legature $\phi 16/40 \times 40$
4	201	100	70	340	-	-
5	450	100	70	340	1112	Legature $\phi 16/40 \times 40$
6	-	100	70	-	-	-

10.3 VERIFICHE TENSIONALI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche agli stati limite di esercizio.

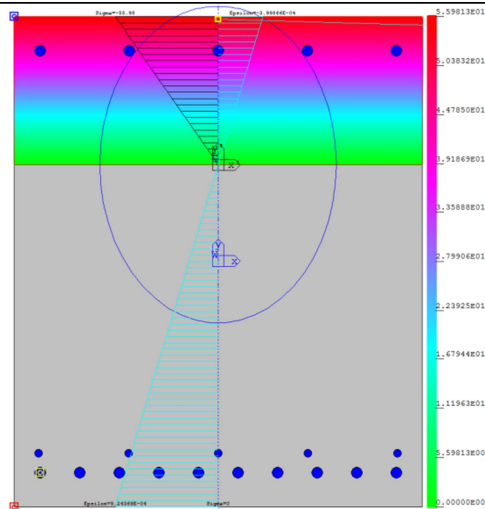
Sezione 1

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 90 \text{ cm}$ $c = 7 \text{ cm}$ $A_s = 5\phi 26 + 5\phi 26$ $A's = 5\phi 26$



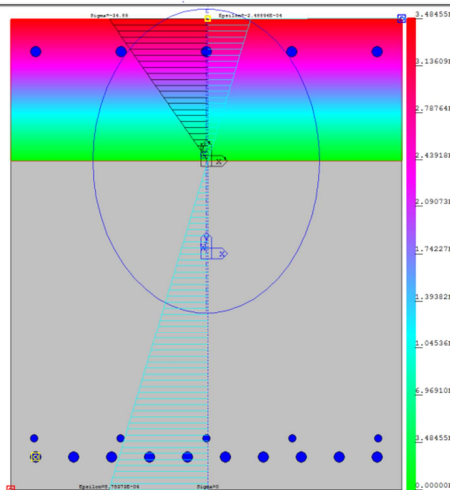
Combinazione:
5-FR
 $M_{Ed} = 647 \text{ KNm}$
 $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$
 $\sigma_{c,max} = -5.60 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,max} = 175 \text{ MPa}$

 $w_{max} = 0.191 \text{ mm}$
 $< 0.3 \text{ mm}$



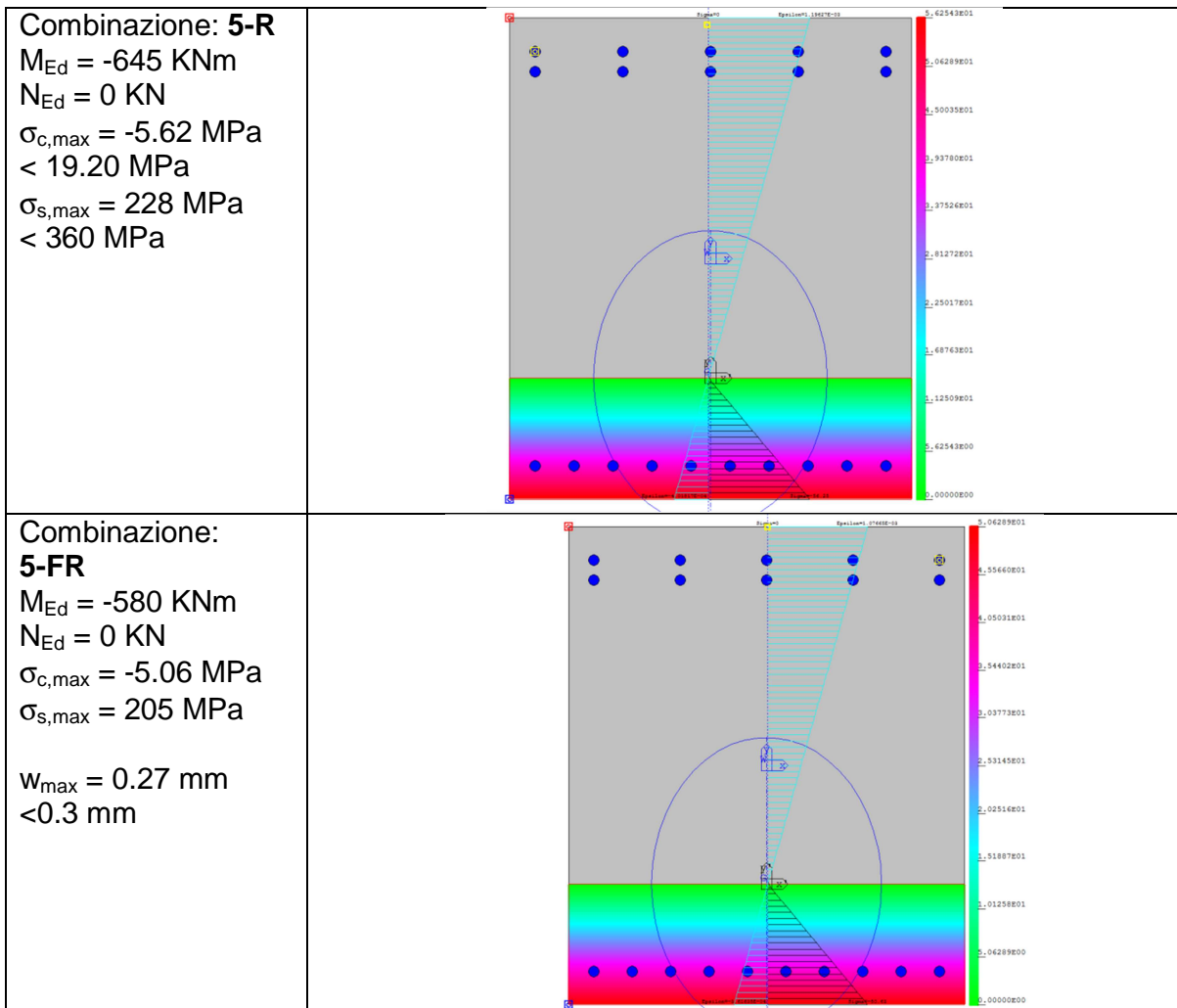
Combinazione:
2-QP
 $M_{Ed} = 403 \text{ KNm}$
 $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$
 $\sigma_{c,max} = -3.48 \text{ MPa}$
 $< 14.40 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,max} = 109 \text{ MPa}$

 $w_{max} = 0.096 \text{ mm}$
 $< 0.2 \text{ mm}$



Sezione 2

B = 100 cm H = 70 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ26



Combinazione:

2-QP

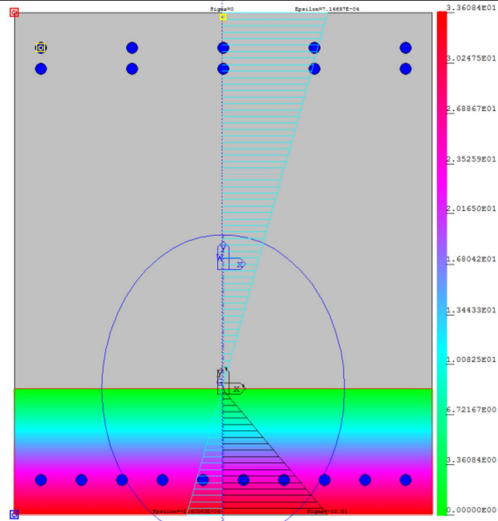
$M_{Ed} = -385 \text{ KNm}$

$N_{Ed} = 0 \text{ KN}$

$\sigma_{c,max} = -3.36 \text{ MPa}$
 $< 14.40 \text{ MPa}$

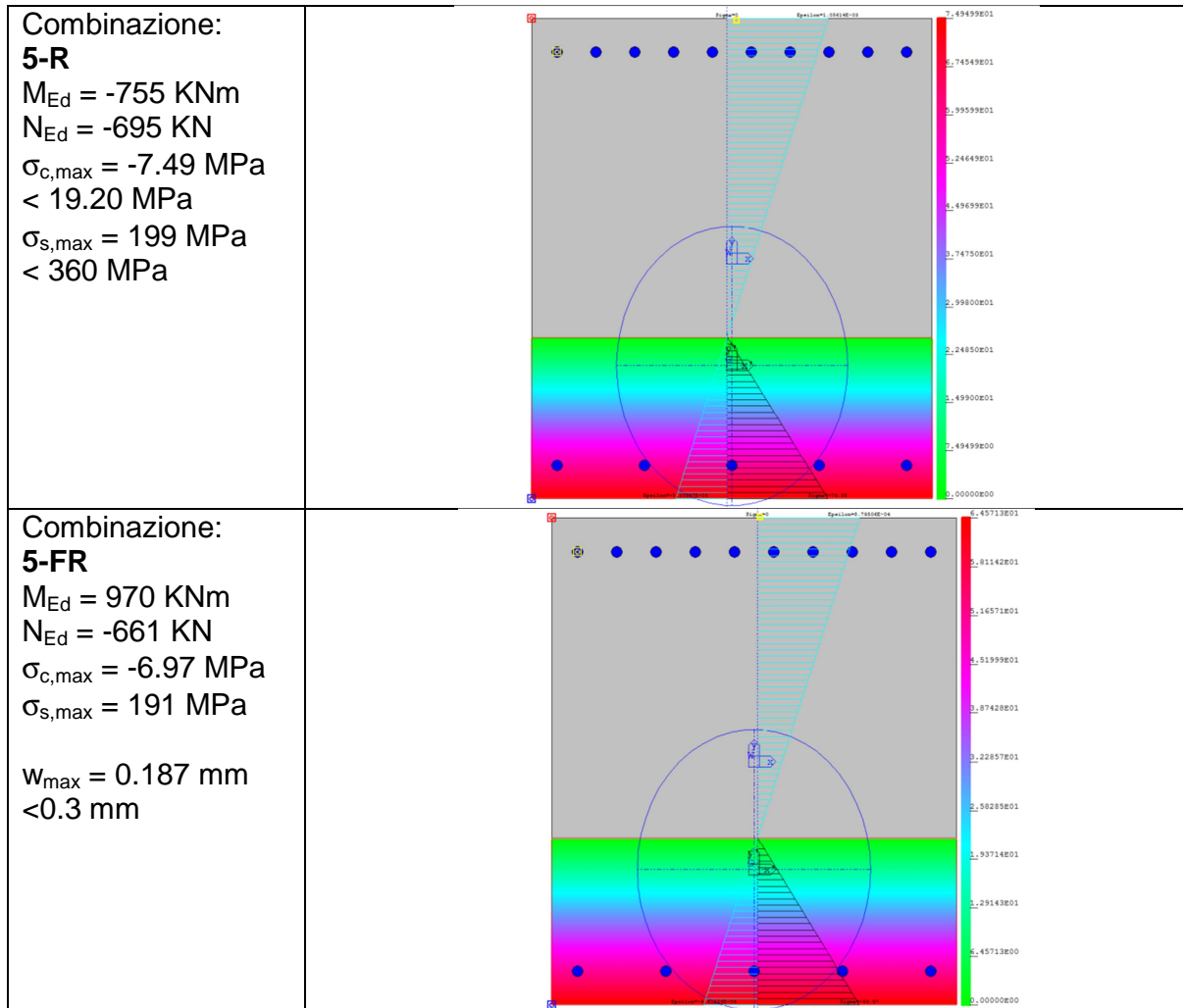
$\sigma_{s,max} = 136 \text{ MPa}$

$w_{max} = 0.154 \text{ mm}$
 $< 0.2 \text{ mm}$



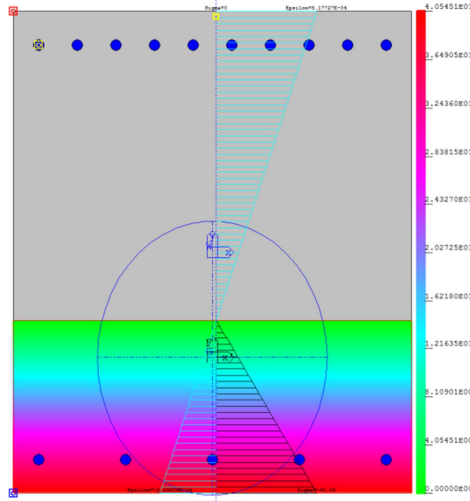
Sezione 3

B = 100 cm H = 70 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ26



Combinazione:
2-QP
 $M_{Ed} = 403 \text{ KNm}$
 $N_{Ed} = -270 \text{ KN}$
 $\sigma_{c,max} = -4.05 \text{ MPa}$
 $< 14.40 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,max} = 97 \text{ MPa}$

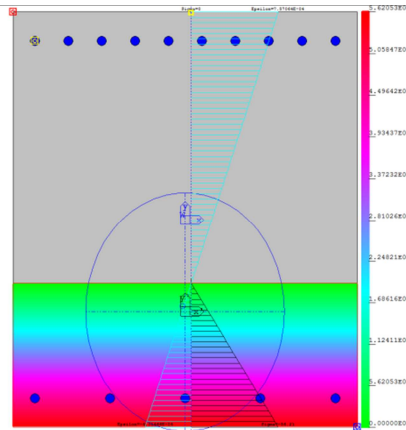
 $w_{max} = 0.095 \text{ mm}$
 $< 0.2 \text{ mm}$



Sezione 4

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 70 \text{ cm}$ $c = 7 \text{ cm}$ $A_s = 5\phi 26 + 5\phi 26$ $A's = 5\phi 26$

Combinazione:
5-R+F
 $M_{Ed} = -562 \text{ KNm}$
 $N_{Ed} = -326 \text{ KN}$
 $\sigma_{c,max} = -5.62 \text{ MPa}$
 $< 19.20 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,max} = 142 \text{ MPa}$
 $< 360 \text{ MPa}$



Combinazione:

5-FR+F

$M_{Ed} = -470 \text{ KNm}$

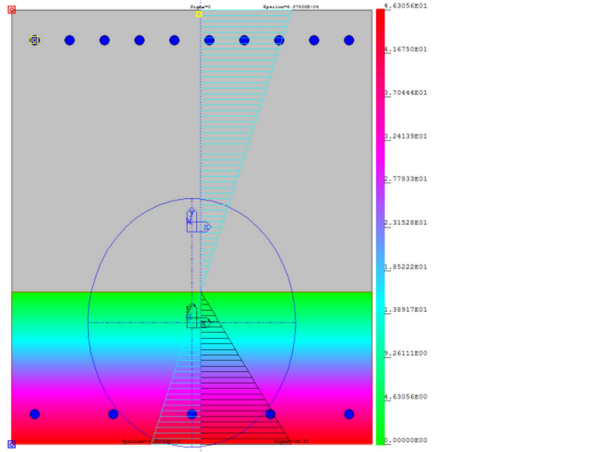
$N_{Ed} = -290 \text{ KN}$

$\sigma_{c,max} = -4.63 \text{ MPa}$

$\sigma_{s,max} = 114 \text{ MPa}$

$w_{max} = 0.112 \text{ mm}$

$< 0.3 \text{ mm}$



Combinazione:

2-QP+F

$M_{Ed} = -220 \text{ KNm}$

$N_{Ed} = -160 \text{ KN}$

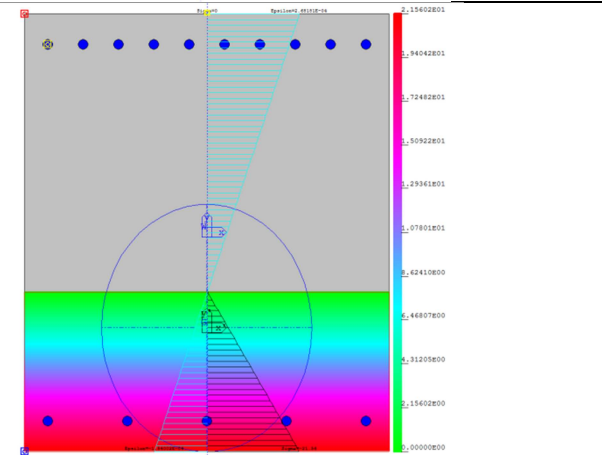
$\sigma_{c,max} = -2.16 \text{ MPa}$

$< 14.40 \text{ MPa}$

$\sigma_{s,max} = 50 \text{ MPa}$

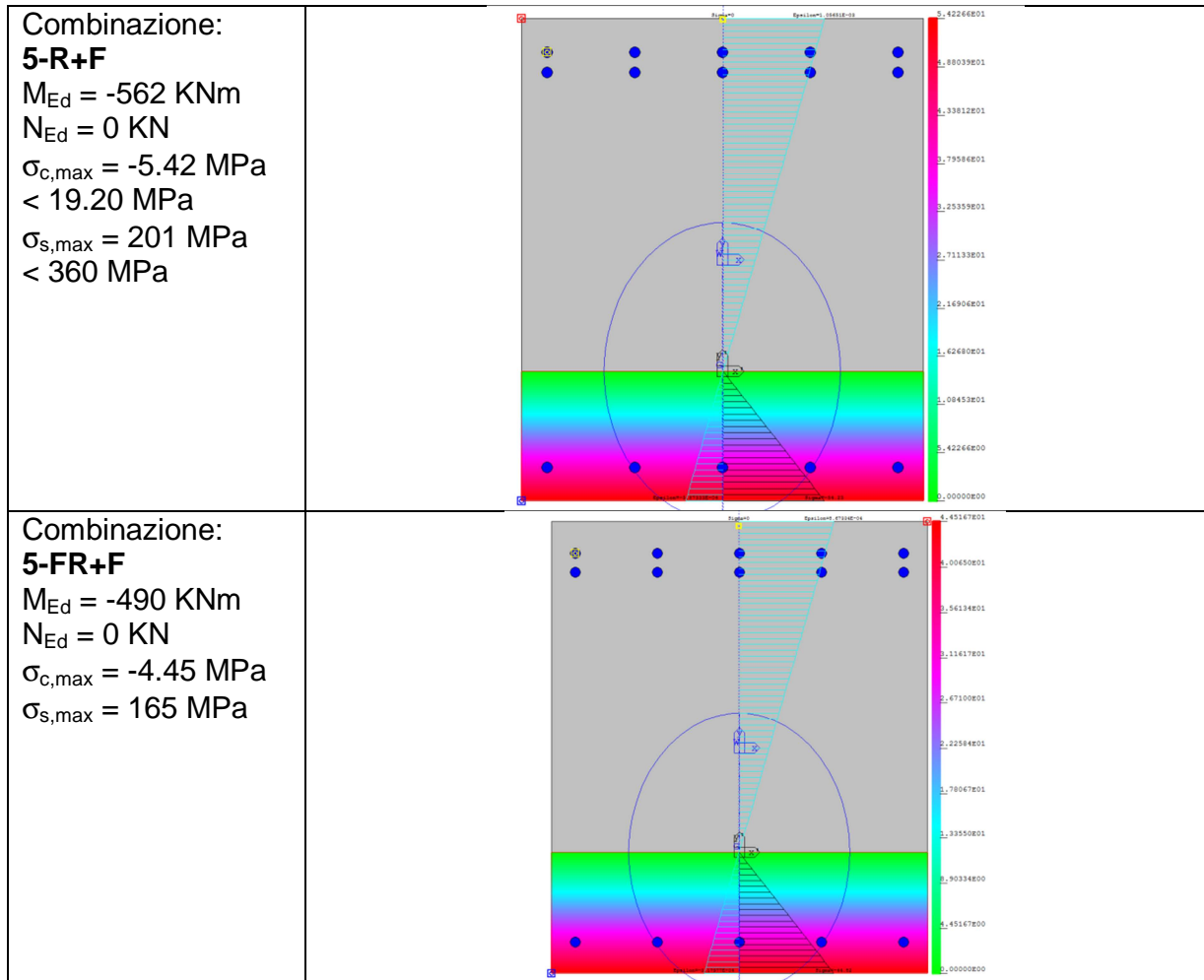
$w_{max} = 0.00 \text{ mm}$

$< 0.2 \text{ mm}$

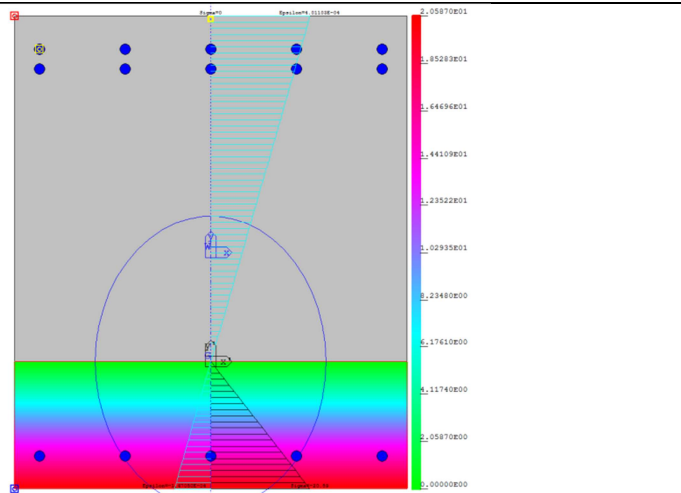


Sezione 5

B = 100 cm H = 70 cm c = 7 cm As = 5φ26+5φ26 A's= 5φ26



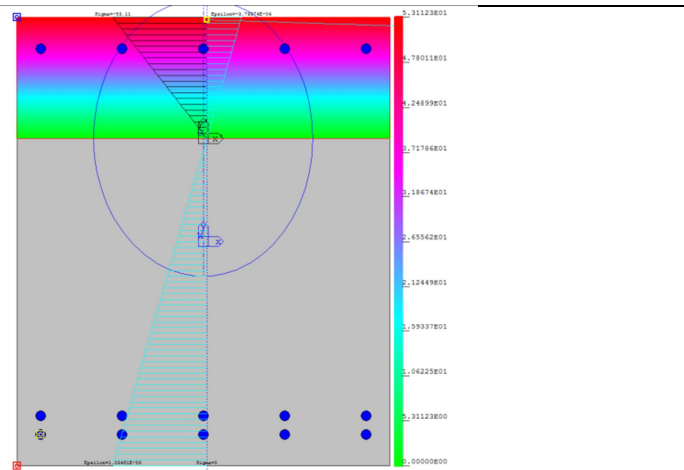
Combinazione:
2-QP+F
 $M_{Ed} = -215 \text{ KNm}$
 $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$
 $\sigma_{c,max} = -2.06 \text{ MPa}$
 $< 14.40 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,max} = 76 \text{ MPa}$



Sezione 6

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 70 \text{ cm}$ $c = 7 \text{ cm}$ $A_s = 5\phi26+5\phi26$ $A's = 5\phi26$

Combinazione:
3-R
 $M_{Ed} = 560 \text{ KNm}$
 $N_{Ed} = 0 \text{ KN}$
 $\sigma_{c,max} = -5.31 \text{ MPa}$
 $< 19.20 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,max} = 197 \text{ MPa}$
 $< 360 \text{ MPa}$



Combinazione: **2-FR**

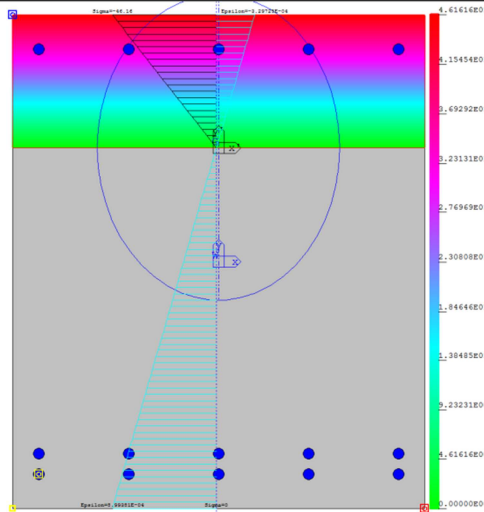
$M_{Ed} = 490 \text{ KNm}$

$N_{Ed} = 0 \text{ KN}$

$\sigma_{c,max} = -4.62 \text{ MPa}$

$\sigma_{s,max} = 171 \text{ MPa}$

$w_{max} = 0.202 \text{ mm}$
<0.3 mm



Combinazione:

2-QP

$M_{Ed} = 290 \text{ KNm}$

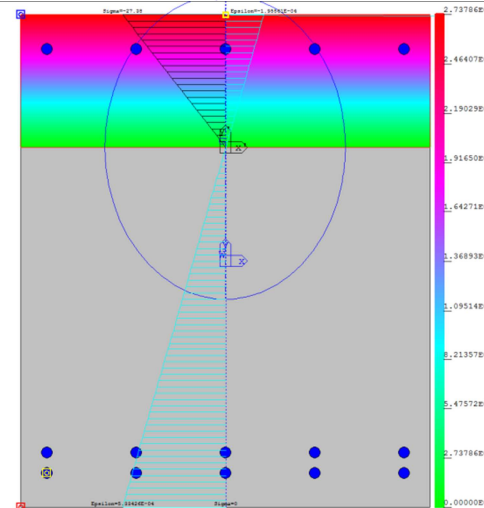
$N_{Ed} = 0 \text{ KN}$

$\sigma_{c,max} = -2.74 \text{ MPa}$

< 14.40 MPa

$\sigma_{s,max} = 101 \text{ MPa}$

$w_{max} = 0.00 \text{ mm}$
<0.2 mm



 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: SOTTOVIA: SL03 SOTTOVIA AL KM 12+034 – RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOVIA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D 00 DI2 CL SL03A000 1A	Pag 69 di	

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO

In questo paragrafo si riportano i risultati ottenuti dalla verifica di sollevamento, assumendo che il massimo valore della sottospinta idraulica si abbia al momento in cui lo scatolare è completato solo nelle strutture principali (solette e pideritti).

Il peso proprio dello scatolare è pari a:

$$PP = (6.90 \cdot 0.70 + 2.7 \cdot 2.0 \cdot 0.70 + 7.70 \cdot 0.90) \cdot 25 = 546 \text{ KN/m}$$

La sottospinta idraulica è pari a

$$SPW = 1.55 \cdot 10 \cdot 7.70 = 120 \text{ KN/m}$$

Risulta:

$$F.S. = 0.9PP / 1.1 \cdot SPW = 3.70 > 1. \text{ La verifica è soddisfatta.}$$

12 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze degli elementi che costituiscono il sottovia.

Soletta di copertura	
Incidenza (Kg/mc)	125

Soletta di fondazione	
Incidenza (Kg/mc)	140

Pideritti	
Incidenza (Kg/mc)	140