

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i**

CUP: J14D20000010001

**U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA  
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA**

**NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST**

Sottopassi Acciaierie di Verona  
SL06 - Sottopasso servizi Acciaierie di Verona pk 158+613  
Relazione di calcolo

SCALA:

-
---

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

I	N	1	A	2	0	D	2	6	C	L	S	L	0	6	0	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	V.Reale	Gen. 2022	M. Rigo	Gen. 2022	C. Mazzocchi	Gen. 2022	A. Perego Gen. 2022

File: IN1A20D26CLSL0600001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
3	MATERIALI.....	8
3.1	CALCESTRUZZO MAGRONE.....	8
3.2	CALCESTRUZZO .....	8
3.3	ACCIAIO B450C.....	8
3.4	VERIFICA S.L.E.....	9
3.4.1	<i>Verifiche alle tensioni</i> .....	9
3.4.2	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	9
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	11
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	11
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	11
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	13
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	13
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	13
6	SOFTWARE DI CALCOLO .....	15
6.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI.....	15
6.2	UNITÀ DI MISURA.....	15
6.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE .....	15
6.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO.....	15
6.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE .....	16

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	3 di 53

6.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI .....	16
7	PORTALE .....	17
7.1	GEOMETRIA .....	17
7.2	MODELLO DI CALCOLO .....	17
7.3	ANALISI DEI CARICHI .....	19
7.3.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i> .....	19
7.3.2	<i>Spinta in presenza di falda</i> .....	20
7.3.3	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i> .....	20
7.3.4	<i>Treni di carico</i> .....	21
7.3.4.1	<i>Treno di carico LM71</i> .....	21
7.3.5	<i>Spinta del terreno indotta dai treni di carico</i> .....	23
7.3.6	<i>Avviamento e frenatura</i> .....	24
7.3.7	<i>Serpeggio e centrifuga</i> .....	25
7.3.8	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i> .....	25
7.3.9	<i>Azione Termica</i> .....	28
7.3.10	<i>Azione sismica inerziale</i> .....	28
7.3.11	<i>Spinta sismica terreno</i> .....	30
8	COMBINAZIONI DI CARICO .....	31
9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	35
10	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	39
10.1	VERIFICA SOLETTA INFERIORE.....	40
10.2	VERIFICA SOLETTA SUPERIORE .....	44

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	4 di 53

10.3	VERIFICA PIEDRITTI.....	48
10.4	TABELLA RIEPILOGATIVA INCIDENZA FERRI .....	53
11	VERIFICA FONDAZIONE .....	53

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	5 di 53

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza, secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.), dei portali nell'ambito del progetto "Nodo Av/Ac Di Verona: Ingresso Est" della linea AV/AC Milano - Venezia.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

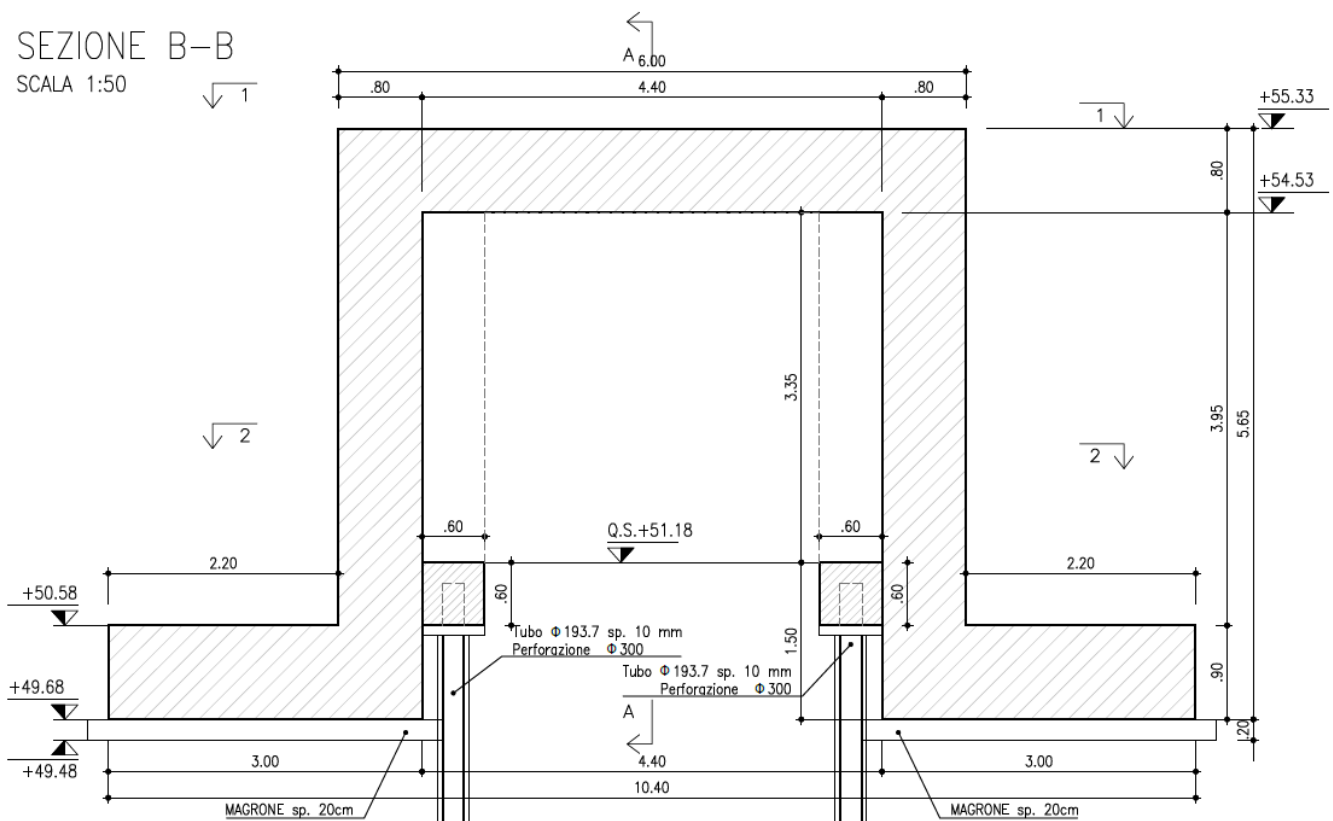
L'opera consiste in unportale in c.a. gettato in opera, sito alla pk.158+613.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 4.4$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 3.95$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.9$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.8$  m e lo spessore della soletta di copertura è di  $S_s = 0.8$  m.

Nell'immagine seguente si riporta una sezione trasversale dell'opera.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

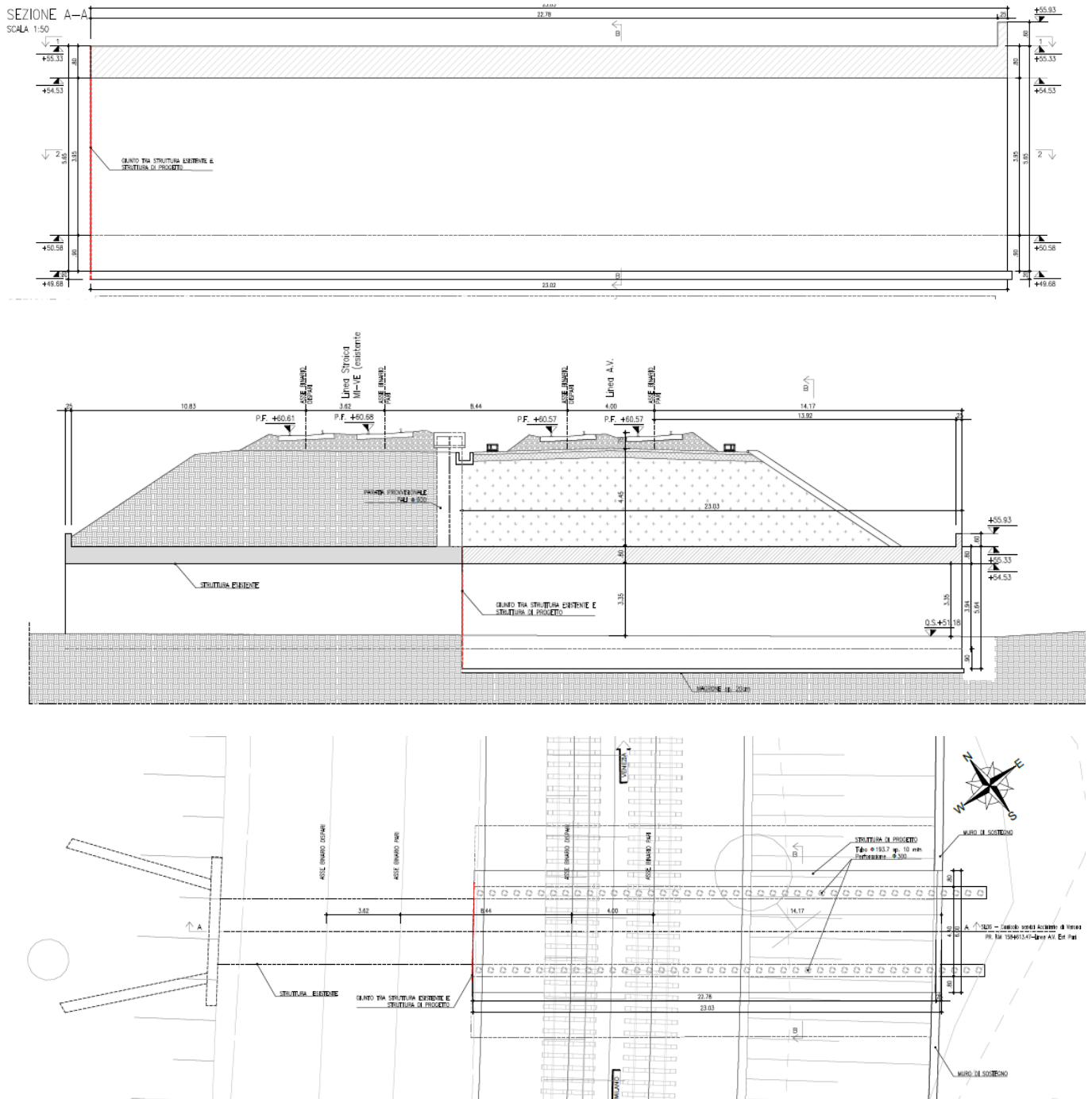
**Fig. 1** – Sezione trasversale dell'opera



Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	6 di 53

**Fig. 2 – Sezione longitudinale dell'opera**



	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 E: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 E: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	8 di 53

### 3 MATERIALI

Il calcestruzzo adottato corrisponde alla Classe C30/37, mentre l'acciaio in barre ad aderenza migliorata corrisponde alla classe B450C. Di seguito vengono elencate le specifiche.

#### 3.1 Calcestruzzo magrone

##### Conglomerato classe di resistenza C12/15 – Rck 15MPa

Resistenza caratteristica cubica:	Rck = 15 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck = 12 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza slump:	S3

#### 3.2 Calcestruzzo

##### Conglomerato classe di resistenza C30/37 – Rck 37MPa

Conforme alla UNI EN 206-1

Classe di esposizione	XC2
Rck (UNI 11104)	$\geq 37$ MPa
Classe di resistenza (UNI 11104)	C30/37
Tipo cemento	CEM III-V
Dimensione max aggregati	32 mm
Classe di consistenza	S4
Copriferro minimo (FS N°I/SC/PS-OM/2298)	40 mm

#### 3.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450$ MPa;
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
in cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3$ MPa;
Modulo Elastico	$E_s = 210'000$ MPa.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

### 3.4 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

#### 3.4.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" a trazione adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "RFI DTC SI MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili", ovvero:

##### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$

#### 3.4.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 06 00 001	REV. A

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

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

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

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

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “*Manuale di Progettazione delle Opere Civili*” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l’apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$- \text{ Combinazione Caratteristica (Rara)} \quad \delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 17.1.2018, in accordo a quanto previsto al punto ” C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione” della Circolare n.7/19.

	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 06 00 001	REV. A

## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

### 4.2 Interazione terreno-struttura

Dalla scheda stratigrafica si desume la stratigrafia di progetto con i relativi parametri caratteristici:

Unità U1:

$$\gamma = 19 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$c' = 0 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 40[^\circ]$$

La falda idrica è considerata a fondo scavo.

Categoria sottosuolo sismica: B

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo (formula di Vesic)

$$k = \frac{0.65 E}{1 - \nu^2} * \sqrt[1.2]{\frac{E b^4}{(E_c J)_{fond}}}$$

dove:

- h = altezza della trave;
- b = dimensione trasversale della trave;
- J = inerzia della trave;
- $E_c$  = modulo di elasticità del calcestruzzo
- $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	12 di 53

$$\begin{aligned} E &= 32000 \text{ kN/m}^2 \\ n &= 0.3 \\ B &= 3.0 \text{ m} \\ L &= 11.9 \text{ m} \\ L/B &= 3.96 \\ c_t &= 1.59 \\ K_w &= 7384 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 7000 kN/m<sup>3</sup>.

	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

## 5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018.

### 5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale ( $V_N$ ), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso ( $C_U$ )

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale:  $V_N = 50$  anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe IV a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):  $C_U = 2,0$ .

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 50 \times 2,0 = 100$  anni

### 5.2 Parametri di pericolosità sismica

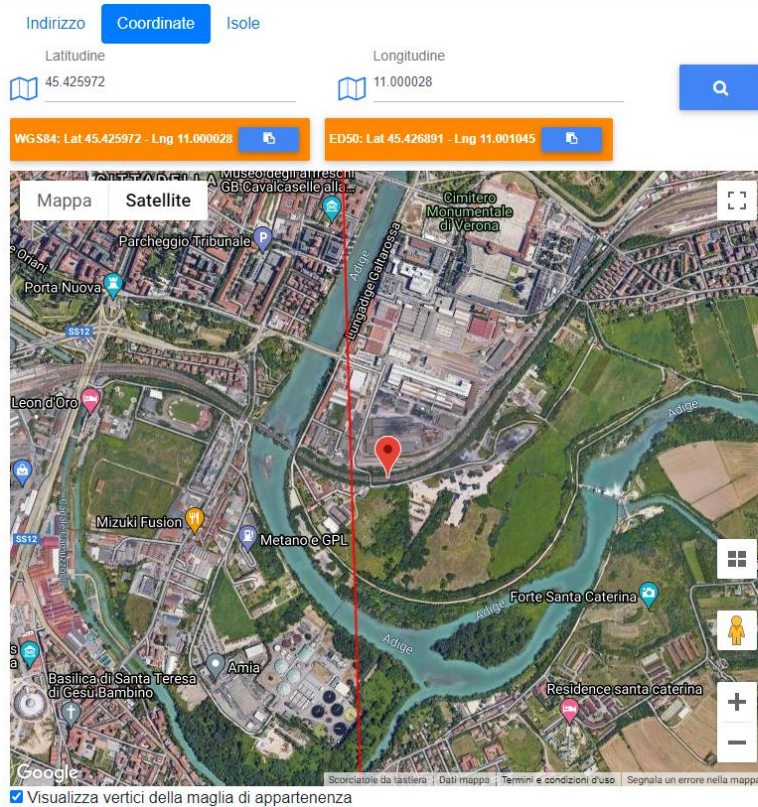
La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica /  $V_R$ ) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo **B**

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	14 di 53



### Stati limite

Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

**CU = 2**

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	Tc* [s]
Operatività (SLO)	60	0.061	2.507	0.251
Danno (SLD)	101	0.079	2.472	0.261
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.200	2.470	0.280
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.261	2.403	0.287

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 100

 Cat. Sottosuolo	B			
 Cat. Topografica	T1			
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,15
CC Coeff. funz categoria	1,45	1,44	1,42	1,41
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudo statico, si eseguirà un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura unitario. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 06 00 001	REV. A

## 6 SOFTWARE DI CALCOLO

### 6.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.14.1 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc.1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

### 6.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza  $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

### 6.3 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un ampia documentazione di supporto. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

### 6.4 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 06 00 001	REV. A	FOGLIO 16 di 53

### 6.5 Caratteristiche dell'elaborazione

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti

caratteristiche tecniche:

- Tipo Intel i7
- Memoria centrale 8 Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 500 Gb.

### 6.6 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Sap 2000 sono inoltre presente una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.



## 7 PORTALE

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 4.4$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 3.95$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.9$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.8$  m e lo spessore della soletta di copertura è di  $S_s = 0.8$  m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di portale avente lunghezza di 1.00 m.

### 7.1 Geometria

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale portale	$L_{tot}$	6.00	m
larghezza utile portale	$L_{int}$	4.40	m
larghezza interasse	$L_a$	5.20	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.80	m
spessore piedritti	$S_p$	0.80	m
spessore fondazione	$S_f$	0.90	m
altezza totale portale	$H_{tot}$	5.65	m
altezza libera portale	$H_{int}$	3.95	m
			m
spessore ballast	$H_{Psup}$	0.80	m
ricoprimento	$H_{Rsup}$	4.40	m
spessore pacchetto esterno	$H_{Pinf}$	0.00	m
spessore ricoprimento esterno	$H_{Rinf}$	9.15	m

### 7.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

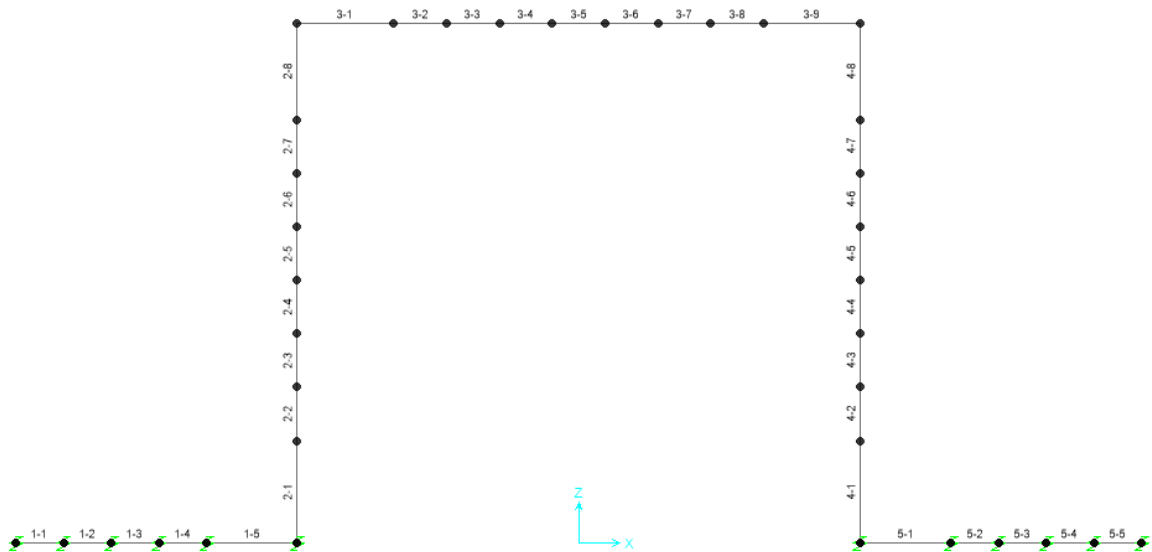
Il modello considerato per l'analisi è quello di un telaio di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici del portale sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	18 di 53

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



*Numerazioni aste*

### 7.3 Analisi dei carichi

#### 7.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

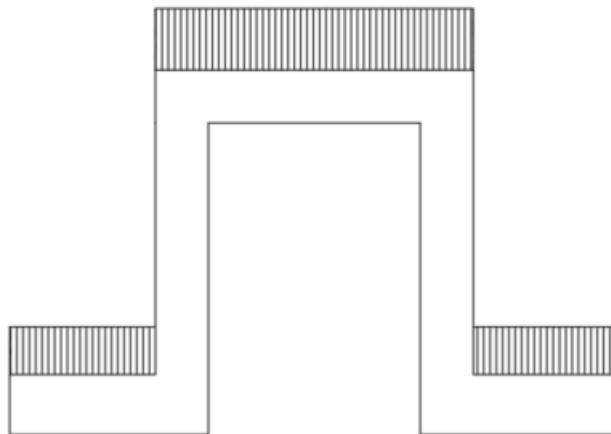
<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	20.00 kN/m
		<b>- Totale 20.00 kN/m</b>

	- Peso Ballast	14.40 kN/m
	- Peso ricoprimento ... 440 cm	88.00 kN/m
		<b>- Totale 102.40 kN/m</b>

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	22.50 kN/m
		<b>- Totale 22.50 kN/m</b>

	- Peso pacchetto interno 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento esterno	183.00 kN/m
		<b>- Totale 183.00 kN/m</b>

<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	20.00 kN/m
		<b>- Totale 20.00 kN/m</b>



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 41 kN.

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	20 di 53

### 7.3.2 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

$$u = \gamma_w \cdot z$$

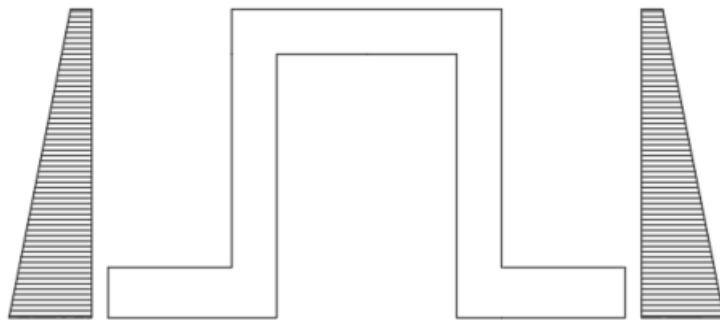
L'opera non è interessata dalla falda.

### 7.3.3 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\phi = 38^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità del portale, utilizzando la formula  $K_o = 1 - \sin\phi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_o = 0.38$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$p_{ss} = K_o \cdot (H_r + H_{p\text{sup}} + S_s/2) \cdot \gamma = 43.0 \text{ kN/m}$$

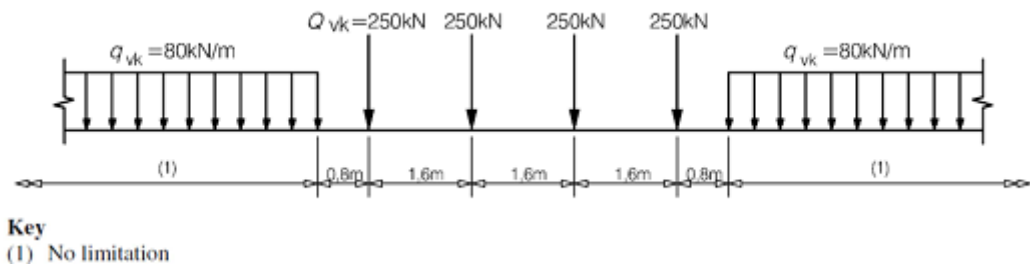
$$p_{is} = p_{ss} + K_o \cdot \gamma \cdot (S_s/2 + H_{\text{int}} + S_f/2) = 79.9 \text{ kN/m}$$



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta superiore con valore pari a 16.6 kN ed inferiore con valore pari a 36.8 kN.

### 7.3.4 Treni di carico

#### 7.3.4.1 Treno di carico LM71



**Fig. 3** –Load model 71 (al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003)

$\alpha$  = coefficiente di adattamento = 1.10

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si fa riferimento al “*Manuale di Progettazione delle Opere Civili*”  
Considerando un ridotto standard manutentivo si ha:

$$L_{\Phi} = 1.3 * [(1/3) * (2 * H_{tot} + L_{tot})] = 6.98 \text{ m}$$

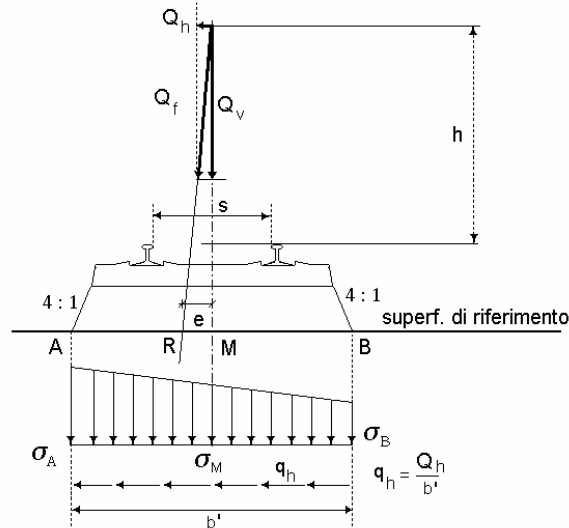
$$\Phi_3 = [2.16 / (L_{\Phi}^{0.5} - 0.2)] + 0.73 = 1.00$$

“Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2.50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.” *MdP sez.III cap.3.12.1.2.2.*

Si considera la presenza di due treni; la distanza tra i binari è pari a 4,0m.

Il sovraccarico ferroviario si diffonde attraverso il ballast con pendenza 4:1, poi nel ricoprimento con pendenza a  $38^\circ$  (pari all'angolo di attrito del ricoprimento) e con la pendenza a  $45^\circ$  all'interno del cls per cui la lunghezza di diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta pari a:

$$L_{trasv} = 4 + 2.4 + [0.35/4 + H_{rsup} * \tan(38^\circ) + S_s/2] * 2 = 14.25 \text{ m}$$



In senso longitudinale si è assunto che il carico si distribuisce su una lunghezza pari a  $L_{long} = (0.8 + 3 * 1.6 + 0.8) m = 6.40 m$ .

Pertanto il carico ripartito dovuto ai treni LM 71 risulta:

- Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate

$$= 2 * 4 * 250 * 1.1 * \Phi_3 / (L_{trasv} * L_{long}) = 24.12 \text{ kN/m}^2$$

- Carico ripartito prodotto dal carico distribuito (80 kN/m<sup>2</sup>)

$$= 2 * 80 * 1.1 * \Phi_3 / L_{trasv} = 12.35 \text{ kN/m}^2$$

Per il treno SW/2 si otterrebbe:

$$Q_{sw/2} = 2 * 150 * 1.0 * \Phi_3 / L_{trasv} = 21.05 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto il treno LM 71 risulta più gravoso.

Le distribuzioni del sovraccarico ferroviario considerate al di sopra della copertura, sono quelle in grado di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti.

Per tenere in conto i carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 9.6 kN.

	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

Di seguito, si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che le opere appartenenti alla tratta in esame sono idonee a sostenere tale carico.

### 7.3.5 Spinta del terreno indotta dai treni di carico

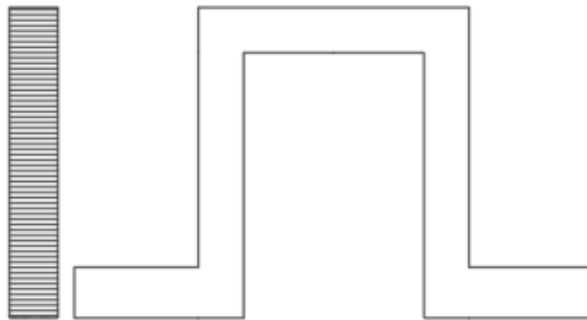
Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 38^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità del portale, utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\varphi$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0.38$ . La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti su due linee adiacenti verrà calcolata secondo la formula  $P = q * K_0$

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico ripartito equivalente alle forze concentrate (vedi considerazioni di cui al paragrafo precedente)

$$q * K_0 = 9.27 \text{ kN/m}^2$$

La spinta del terreno viene analizzata in due diverse condizioni:

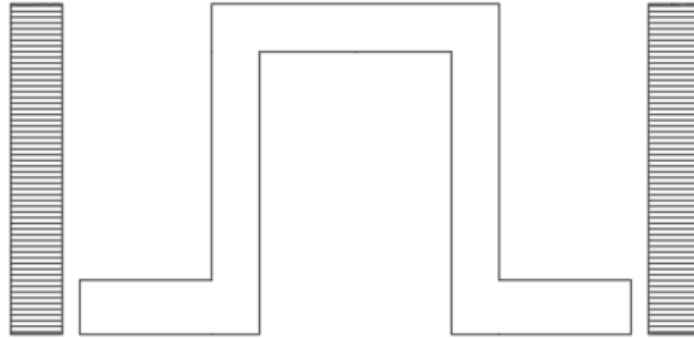
- a) Spinta sul piedritto sinistro



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 3.7 kN ed inferiore con valore pari a 4.2 kN.

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	24 di 53

b) Spinta su entrambi i piedritti



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 3.7 kN ed inferiore con valore pari a 4.2 kN.

### 7.3.6 Avviamento e frenatura

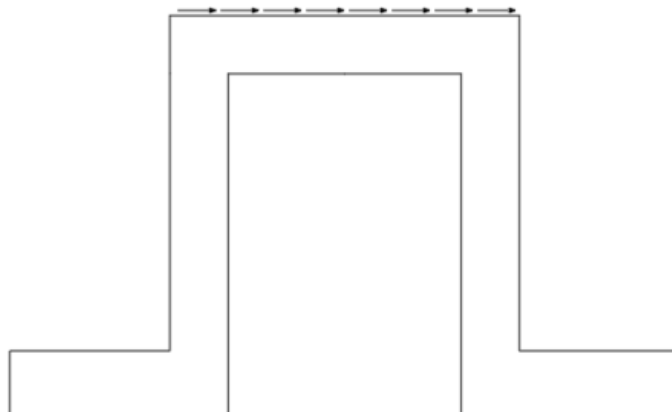
avviamento:  $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}] < 1000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71 e SW/0 e SW/2

frenatura:  $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}] < 6000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71 e SW/0

$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}]$  per modelli di carico SW/2

La forza di frenatura, per metro lineare, applicata alla soletta di copertura si ritiene uniformemente agente sulla larghezza ottenuta per diffusione dei carichi verticali sino al baricentro della soletta e vale:

$$F = 2 (\alpha \cdot Q_{lak} / L_{trasv}) = 5.1 \text{ kN/m}$$





	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO SL 06 00 001	REV. A	FOGLIO 25 di 53

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 2.0 kN.

### 7.3.7 *Serpeggio e centrifuga*

Tali carichi vengono trascurati perché non determinanti per il dimensionamento trasversale dell'opera.

### 7.3.8 *Ritiro differenziale della soletta di copertura*

Si considera una variazione termica uniforme equivalente sulla soletta superiore come da calcolo seguente. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e DM 17-01-2018.

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	26 di 53

**ClS a t=0**

$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cubica caratteristica
$f_{ck}$	=	30.71	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm}$	=	38.71	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cilindrica media
$\alpha$	=	1.0E-05		
$E_{cm}$	=	33019	N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico secante medio

**Tempo e ambiente**

$t_s$	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
$t_0$	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$t$	=	25550	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	1600	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
$A_c$	=	800000	mm <sup>2</sup>	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  $EC_t$  a tempo "t"

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) = 1.982$$

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 131.52 \text{ coeff nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[ \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.195 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.932 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.980 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.700 \text{ coeff che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.649 \text{ coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_o = t_0 \left( \frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 6.19 \text{ coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\alpha = 1 \text{ coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.984 \text{ coeff per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 = 1382.5 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.951 \text{ coeff per la resistenza del calcestruzzo}$$

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	27 di 53

Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11072916 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000324 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000272 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.908923$$

$K_b =$

0.7

parametro che dipende da  $h_0$  secondo il prospetto seguente

Valori di  $k_h$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Valori di  $K_b$  intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[ (200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000428 \text{ deformazione di base}$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \text{ coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \text{ coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000052 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{ds}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca,00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000052$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -10.87 \text{ } ^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

### 7.3.9 Azione Termica

“Nei sottovia interrati con ricoprimento maggiore di 1,5 m (intendendo per ricoprimento la distanza piano ferro – estradosso opera), possono essere trascurati anche gli effetti dovuti alle variazioni termiche.” MdP sez.III cap.3.12.1.2.2.

### 7.3.10 Azione sismica inerziale

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza 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  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:  $k_h = a_{max}/g$

$k_v = \pm 0.5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 50$  anni ed una classe d'uso **IV**  $C_u = 2,0$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 100$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.200$  g.

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 assumendo un terreno di tipo **B** ed in base al fattore di amplificazione del sito si ottiene:

$S_s = 1.20$       Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$       Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	29 di 53

$$a_{\max} = 1.2 * 1 * 0.20 \text{ g} = 0.24 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.24$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.12$$

### Sisma orizzontale

$$F_{\text{sis}} = a_{\max} * \gamma * (H_{\text{tot}}) = 27.12 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{\text{inp}} = \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m} = 4.80 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

**Totale = 31.92 kN/m (piedritto sx)**

**Totale = 4.80 kN/m (piedritto dx)**

$$F_Q = \alpha * Q_v * 0.2 * 1\text{m} = 1.16 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia treno})$$

$$F_{\text{inr}} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1\text{m} = 24.58 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia ballast + ricoprimento})$$

$$F_{\text{ins}} = \alpha * S_s * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m} = 4.80 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

**Totale = 30.53 kN/m (soletta superiore)**

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 12.8 kN ed inferiore con valore pari a 14.4 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 1.9 kN ed inferiore con valore pari a 2.2 kN.

### Sisma verticale

$$F_{\text{inp}} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m} = 2.40 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$F_Q = 0.5 * \alpha * Q_v * 0.2 * 1\text{m} = 0.58 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia treno})$$

$$F_{\text{inr}} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1\text{m} = 12.29 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia ballast + ricoprimento})$$

$$F_{\text{ins}} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m} = 2.40 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

**Totale = 15.27 kN/m (soletta superiore)**

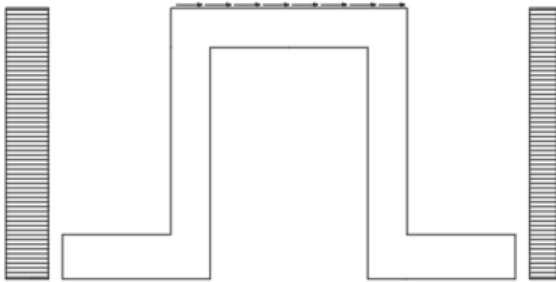
Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 6.1 kN.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$

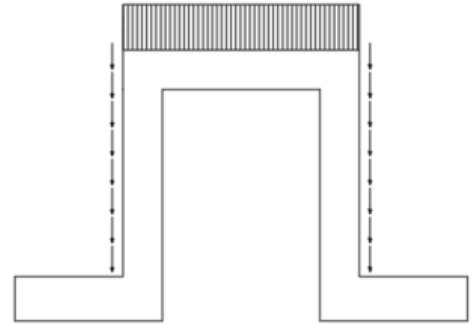
Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	30 di 53

SISMA ORIZZONTALE



SISMA VERTICALE



### 7.3.11 Spinta sismica terreno

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

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) * \gamma * H_{\text{tot}}^2 = 153.2 \text{ kN/m}$$

Tale risultante applicata ad un'altezza pari ad  $H_{\text{tot}}/2$ .sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

## 8 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:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

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

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare, nel calcolo della struttura, si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (Approccio 2) per le verifiche strutturali e geotecniche.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

**Tabella 5.2.V** – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	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 <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	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 <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	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



	<b>LINEA AV/AC MILANO – VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA <b>IN1A</b>	LOTTO <b>20</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 06 00 001</b>	REV. <b>A</b>

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (da DM 17/01/2018)**

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	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 17/01/2018) 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**

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Ferroviario Centrato	TRM
Carico Ferroviario Laterale	TRV
Sovraccarico accidentale sinistra	SAS
Sovraccarico accidentale destra	SAD
Traffico Stradale	TRAF
Ritiro	RIT
Variazione termica	$\Delta T$
Avviamento e frenatura	AVV
Azione sismica orizzontale	$E_H$
Azione sismica verticale	$E_V$

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	34 di 53

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione  $\gamma \cdot \psi$ . Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

**Tabella 3 - Combinazioni di carico**

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	$\Delta T$	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	TRAF	AVV	$E_H$	$E_V$
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-								
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50									
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	-	-	-		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35								
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35								
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45	-	1.45	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45		1.45		
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45		1.45		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45		
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45		
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	0.30
n° 17 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	-0.30
n° 18 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	0.30
n° 19 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	-0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	-	0.00	-	-	0.00	-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.80	-	0.80	-	-	0.80	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-

## 9 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

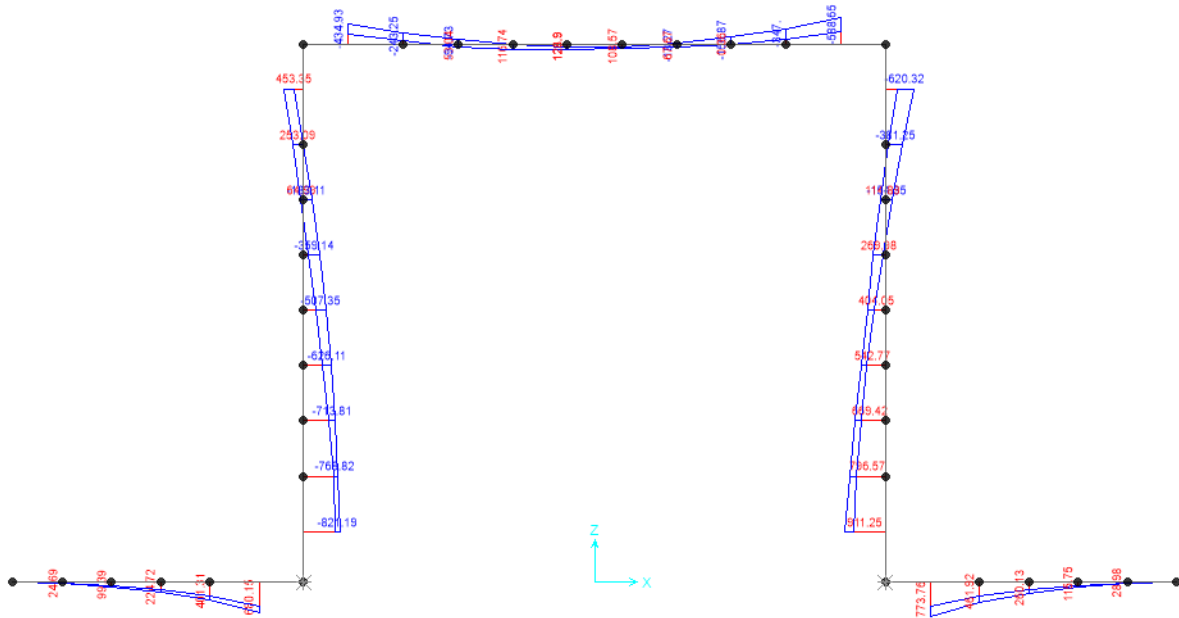


Fig. 4 – Involuppo momenti flettenti SLU

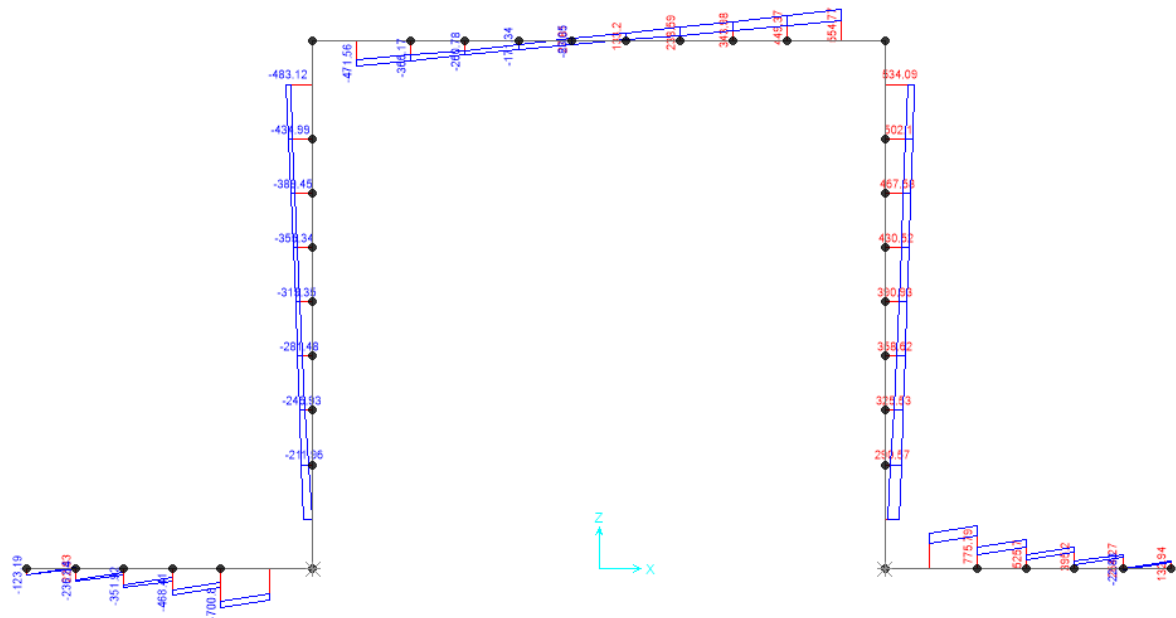


Fig. 5 – Involuppo sforzi taglienti SLU

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	36 di 53

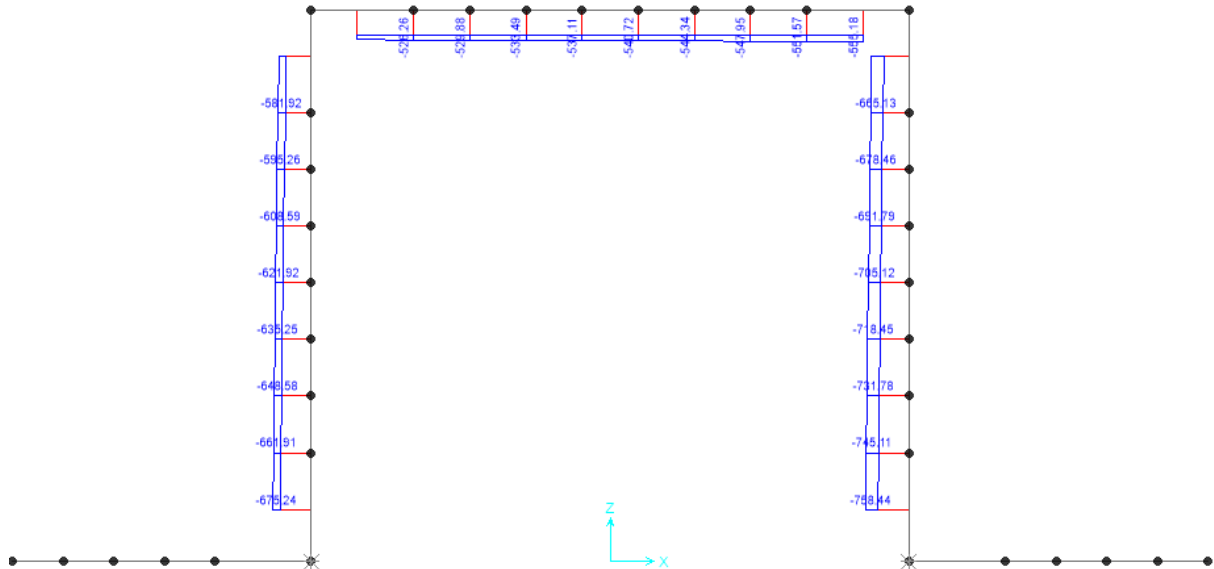


Fig. 6 – Involuppo azioni assiali SLU

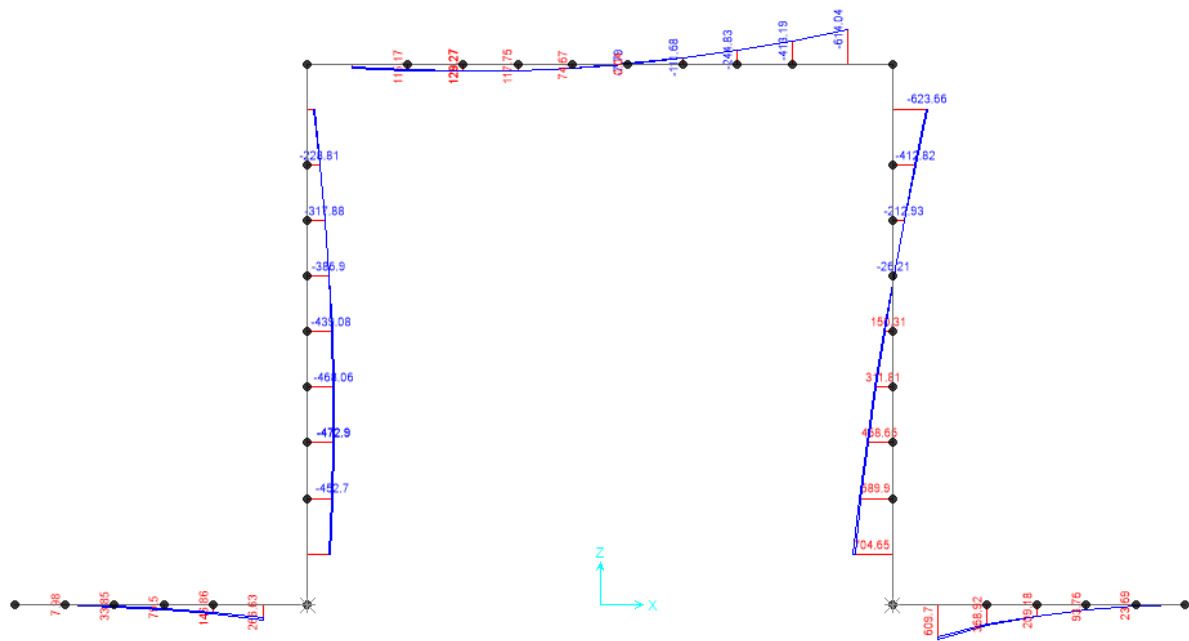


Fig. 7 – Involuppo momenti flettenti SLV

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	37 di 53

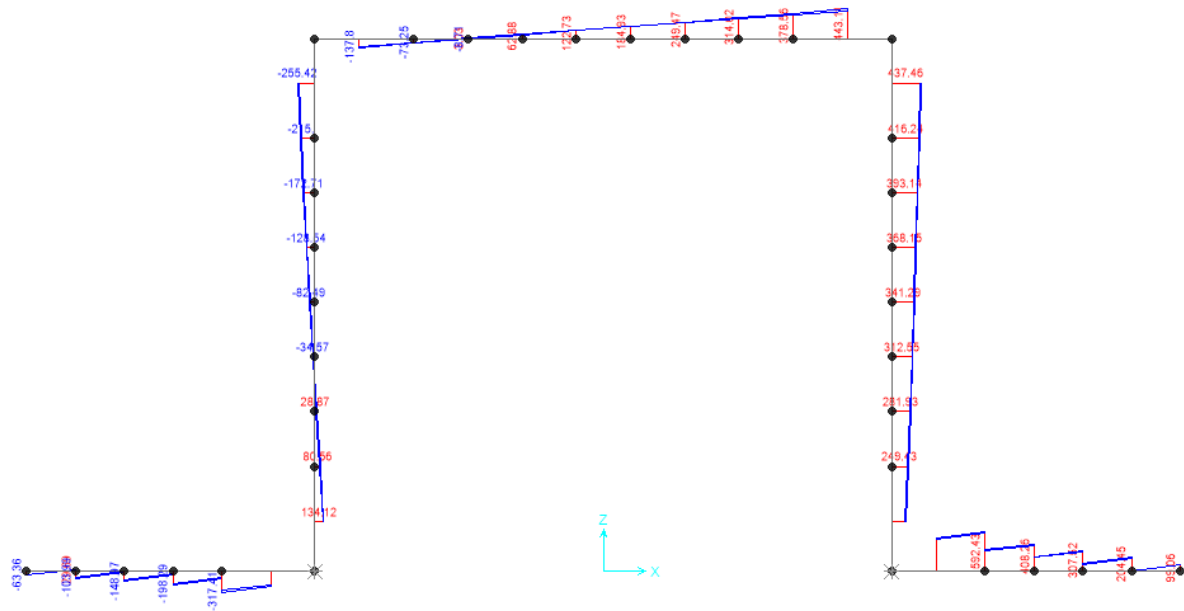


Fig. 8 – Involuppo sforzi taglianti SLV

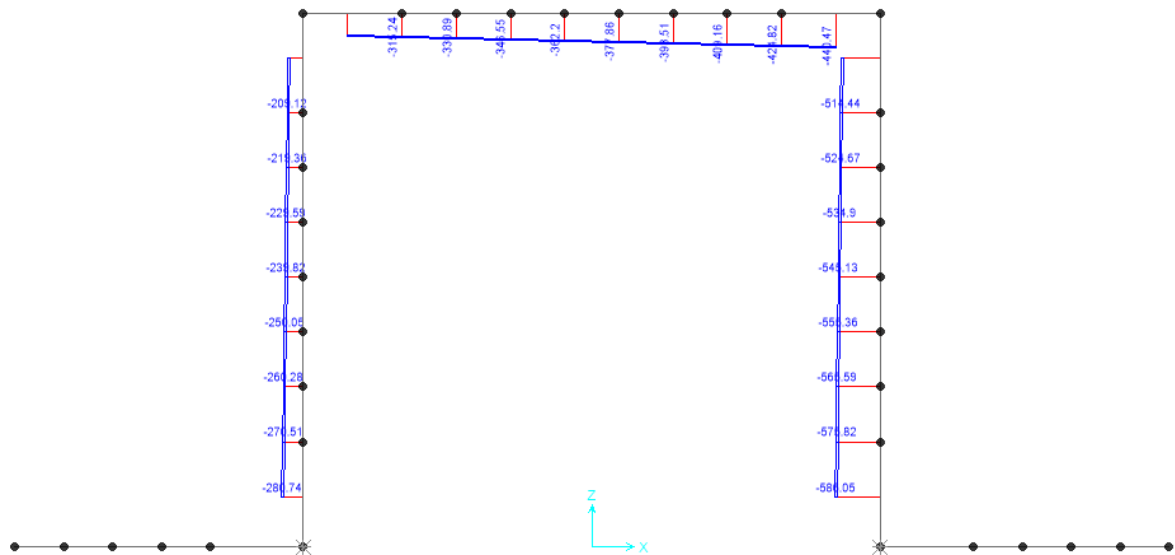


Fig. 9 – Involuppo azioni assiali SLV

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	38 di 53

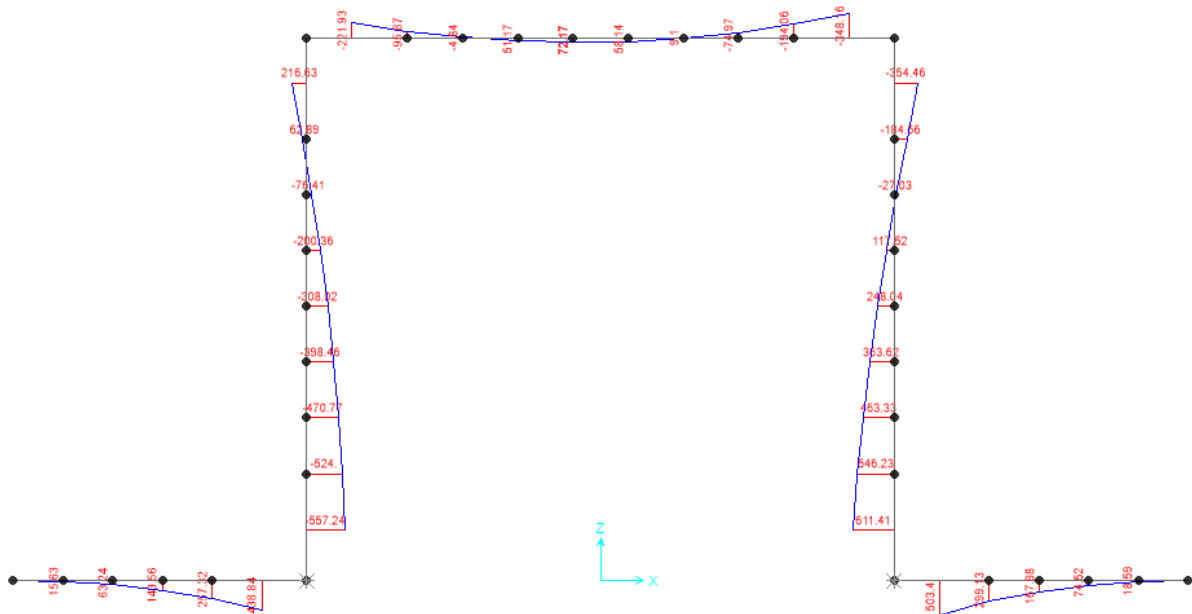


Fig. 10 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

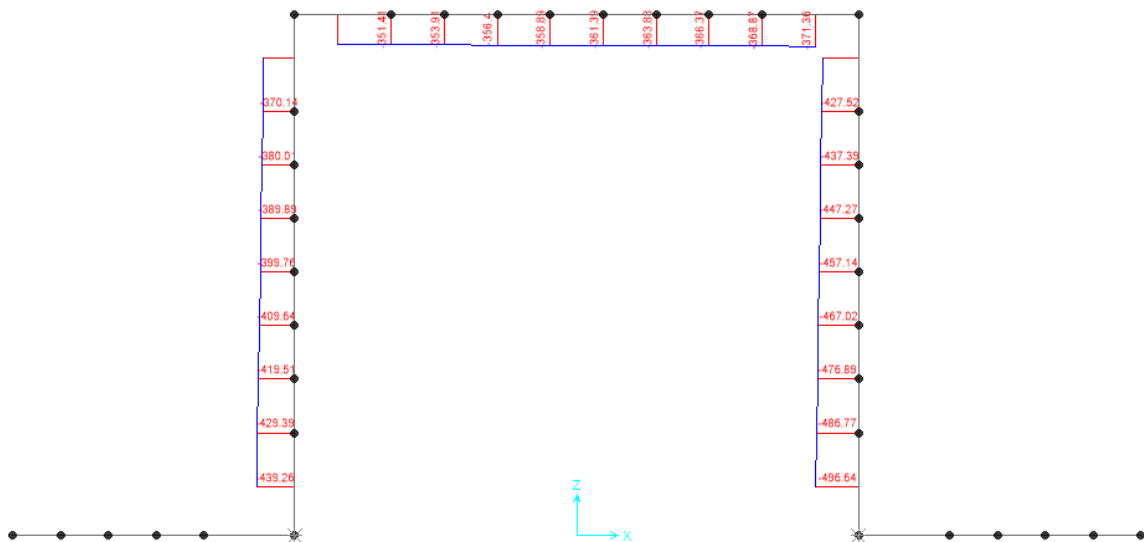


Fig. 11 – Involuppo azioni assiali SLE rara

## 10 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido. Per ogni elemento si ricerca la sezione di Momento e Taglio massimo; la verifica sarà eseguita con la sollecitazione, in modulo, maggiore:

SLU STR-SLV				
Elemento strutturale	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
soletta inferiore	SLU14-STR	0.00	773.76	775.79
	SLU13-STR	0.00	0.00	-
soletta superiore	SLU16-SIS	440.47	-614.04	554.77
	SLU16-SIS	330.89	129.27	-
piedritti	SLU15-STR	675.24	-821.19	483.12
	SLU06-STR	519.26	453.35	483.12
	SLU16-SIS	504.21	623.66	534.09
	SLU13-STR	750.66	-911.25	534.09

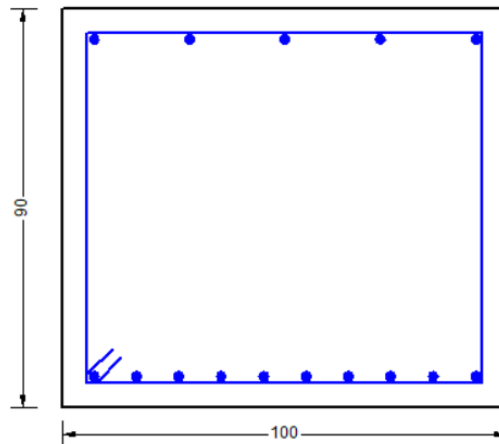
Elemento strutturale	SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
soletta inferiore	0.00	503.40	soletta inferiore	0.00	484.98	soletta inferiore	0.00	429.73
	0.00	0.00		0.00	0.00		0.00	0.00
soletta superiore	371.36	-348.16	soletta superiore	360.93	-327.72	soletta superiore	329.63	-266.40
	358.89	72.17		350.95	67.05		327.13	51.71
piedritti	439.26	-557.24	piedritti	432.46	-548.28	piedritti	412.04	-521.40
	360.26	216.63		353.46	221.16		333.04	234.77
	417.64	354.46		399.36	331.43		344.52	262.34
	496.64	-611.41		478.36	-591.61		423.52	-532.23

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	40 di 53

### 10.1 Verifica soletta inferiore

Si adottano spille  $12\varnothing 10/mq$



#### MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37	
	Design compressive strength $f_{cd}$ :	20.0	MPa
	Shear reduced compressive strength $v1*f_{cd}$ :	10.6	MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500	(§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0091	Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength $ec2$ :	0.0020	
	Ultimate strain $ecu$ :	0.0035	
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
	Mean Elastic Modulus $E_{cm}$ :	32836.6	MPa
	Mean tensile strength $f_{ctm}$ :	2.9	MPa
	Creep coeff.:	2.50	
	Shrinkage coeff.:	0.00025	
	Ageing Coeff.:	0.800	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress $f_{yk}$ :	450.00	MPa
	Tensile strength $f_{tk}$ :	450.0	MPa
	Design yield stress $f_{yd}$ :	391.3	MPa
	Design strength $f_{td}$ :	391.3	MPa
	Design ultimate strain $es_u$ :	0.068	
	Mean elastic modulus $E_s$ :	200000.0	MPa

#### GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal  
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

#### DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS



Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	41 di 53

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.8	7.2	24
2	-42.8	82.8	24
3	42.8	82.8	24
4	42.8	7.2	24

**DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS**

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation  
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)  
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)  
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation  
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	2	3	3	24
2	1	4	8	24

**ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION**

MX d Design bending force [kNm] around X axis of reference system  
 VY d Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

Comb.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	773.76	775.79
2	0.00	-0.81	0.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	0.00	503.40	0.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	0.00	484.98 (434.19)	0.00 (0.00)

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	0.00	429.73 (434.19)	0.00 (0.00)

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	42 di 53

## CHECKS RESULTS

### Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6.0	cm
Min distance between longitudinal bars:	7.1	cm
Min edge cover of stirrups:	5.2	cm

### ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.
1	OK	0.00	773.76	0.00	1388.58	1.795
2	OK	0.00	-0.81	0.00	-717.18	885.401

### ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.01152	-50.0	90.0	0.00070	-42.8	82.8	-0.02875	-42.8	7.2
2	0.00350	-0.01648	-50.0	0.0	-0.00023	-42.8	7.2	-0.03938	-42.8	82.8

### ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000389531	-0.031557832	----	----
2	0.000000000	-0.000517887	0.003500000	----	----

### ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Check	Result of check
Ved	Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	43 di 53

Ctg Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)  
Ast Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm<sup>2</sup>/m]

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast	A.Eff
1	OK	775.79	2884.20	786.82	79.2 88.0	100.0	2.50	10.0	10.2
2	OK	0.00	4229.12	318.27	80.1 89.0	100.0	1.00	0.0	10.2

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS

Check Result of check  
Sc max Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Limit value is shown between brackets.  
Ss min Min tension stress in long. bars [Mpa]. Limit value is shown between brackets.  
Ac eff Effective tension area [cm<sup>2</sup>] = area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack control)  
sr max Max final crack spacing [mm]  
k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]  
kt = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for q.perm SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9)] EC2)  
k2 = 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2\*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex  
k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex  
Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]  
e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]  
Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es  
wk Calculated value[mm] of crack width = sr max \*(e sm - e cm) [eq.(7.8)EC2]  
e B Strain x1000 in the concrete centroid B (+ if shortening)  
Cx Curvature x 1000 [1/cm] around x axis principal of inertia  
Cy Curvature x 1000 [1/cm] around y axis principal of inertia

#### Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	6.7	-145.1	1800	366	0.500	24.0	0.00044 (0.00044)	0.159	-0.119976	0.005865	0.000000

#### Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	3.5(18.0)	-147.7(-360)	1800	366	0.500	24.0	0.00044 (0.00044)	0.162	0.025294	0.013343	0.000000

### SLS FREQUENT COMBINATIONS

#### Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	6.4	-139.8	1800	366	0.500	24.0	0.00042 (0.00042)	0.154	-0.115586	0.005650	0.000000

#### Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	3.3(18.0)	-142.2(-360)	1800	366	0.500	24.0	0.00043 (0.00043)	0.156	0.039006	0.012649	0.000000

### SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS

#### Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	44 di 53

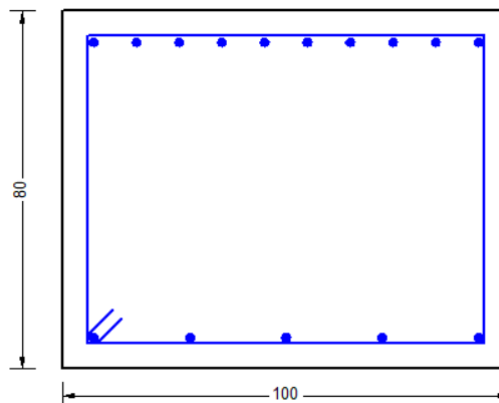
Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	5.7	-123.9	1800	366	0.500	24.0	0.00037 (0.00037)	0.136	-0.257676	0.009570	0.000000

#### Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	2.9(13.5)	-125.9(-360)	1800	366	0.500	24.0	0.00038 (0.00038)	0.138	0.084363	0.010460	0.000000

## 10.2 Verifica soletta superiore

Si adottano spille  $9\varnothing 10/mq$



### MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	20.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v1 \cdot fcd$ :	10.6 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0091 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Creep coeff.:	2.50
	Shrinkage coeff.:	0.00025
	Ageing Coeff.:	0.800
	STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:
Characteristic yield stress fyk:		450.00 MPa
Tensile strength ftk:		450.0 MPa
Design yield stress fyd:		391.3 MPa
Design strength ftd:		391.3 MPa
Design ultimate strain esu:		0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa	

### GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	45 di 53

Shape of Region: Polygonal  
Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

**DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS**

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.5	7.5	24
2	-42.5	72.5	24
3	42.5	72.5	24
4	42.5	7.5	24

**DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS**

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation  
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)  
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)  
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation  
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	2	3	8	24
2	1	4	3	24

**ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION**

MX d Design bending force [kNm] around X axis of reference system  
VY d Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

Comb.	N d	Mx d	Vy d
1	440.47	-614.04	554.77
2	330.89	129.27	0.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	371.36	-348.16	0.00
2	358.89	72.17	0.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	46 di 53

Comb.	N	Mx	My
1	360.93	-327.72 (-227.08)	0.00 (0.00)
2	350.95	67.05 (4146.81)	0.00 (0.00)

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	329.63	-266.40 (-209.57)	0.00 (0.00)
2	327.13	51.71 (12582.67)	0.00 (0.00)

**CHECKS RESULTS**

**Checks OK for all assigned combinations**

Min edge cover of longitudinal bars:	6.3	cm
Min distance between longitudinal bars:	7.0	cm
Min edge cover of stirrups:	5.5	cm

**ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS**

Check Result of check  
N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia  
N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)  
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia  
S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.
1	OK	440.47	-614.04	440.35	-1346.54	2.180
2	OK	330.89	129.27	330.87	736.03	5.887

**ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES**

ec max Ultimate compressive strain in concrete  
ec\* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec\*>0 then the section is all compressed)  
Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max  
Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max  
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)  
Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max  
Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max  
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)  
Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min  
Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00769	-50.0	0.0	0.00105	-42.5	7.5	-0.02017	-42.5	72.5
2	0.00350	-0.01250	-50.0	80.0	0.00000	-42.5	72.5	-0.03033	-42.5	7.5

**ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION**

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O  
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section  
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
-------	---	---	---	-----	---

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	47 di 53

1	0.000000000	-0.000326462	0.003500000	---	---
2	0.000000000	0.000466591	-0.033827267	---	---

### ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Check	Result of check
Ved	Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value
Ctg	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm <sup>2</sup> /m]

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg		Ast	A.Eff
1	OK	554.77	2483.85	559.03	68.2 75.8	100.0	2.50	----	8.3	8.4
2	OK	0.00	3669.58	227.83	69.5 77.2	100.0	1.00	----	0.0	8.4

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS

Check	Result of check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Limit value is shown between brackets.
Ss min	Min tension stress in long. bars [Mpa]. Limit value is shown between brackets.
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] = area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack control)
sr max	Max final crack spacing [mm]
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for q.perm SLS (Factor dependent on the duration od the load [see eq.(7.9)] EC2)
k2	= 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
wk	Calculated value[mm] of crack width = sr max *(e sm - e cm) [eq.(7.8)EC2]
e B	Strain x1000 in the concrete centroid B (+ if shortening)
Cx	Curvature x 1000 [1/cm] around x axis principal of inertia
Cy	Curvature x 1000 [1/cm] around y axis principal of inertia

### Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	5.9	-77.6	1850	381	0.500	24.0	0.00023 (0.00023)	0.089	-0.134147	-0.007811	0.000000
2	1.1	-0.9	850	368	0.500	24.0	0.00000 (0.00000)	0.001	0.011900	0.000507	0.000000

### Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	3.5(18.0)	-79.9(-360)	1850	381	0.500	24.0	0.00024 (0.00024)	0.091	0.191300	-0.010151	0.000000
2	OK	0.3(18.0)	42.8(-360)	850	368	0.500	24.0	0.00013 (0.00013)	0.047	0.249639	0.001089	0.000000

### SLS FREQUENT COMBINATIONS

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	48 di 53

**Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain**

Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	5.5	-72.0	1850	381	0.500	24.0	0.00022 (0.00022)	0.082	-0.123289	-0.007277	0.000000
2	1.0	-0.6	850	368	0.500	24.0	0.00000 (0.00000)	0.001	0.011950	0.000455	0.000000

**Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain**

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	3.3(18.0)	-73.9(-360)	1850	381	0.500	24.0	0.00022 (0.00022)	0.085	0.192681	-0.009626	0.000000
2	OK	0.2(18.0)	44.4(-360)	850	368	0.500	24.0	0.00013 (0.00013)	0.049	0.251032	0.000890	0.000000

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS**

**Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain**

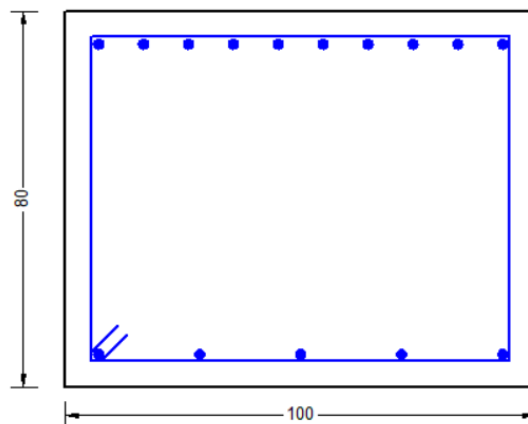
Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	4.5	-55.1	1850	381	0.500	24.0	0.00017 (0.00017)	0.063	-0.090871	-0.005676	0.000000
2	0.8	0.2	0	0	----	----	----	0.000	0.011631	0.000326	0.000000

**Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain**

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	2.7(13.5)	-56.0(-360)	1850	381	0.500	24.0	0.00017 (0.00017)	0.064	0.098128	-0.011637	0.000000
2	OK	0.1(13.5)	47.9(-360)	0	0	----	----	----	0.000	0.252685	0.000399	0.000000

### 10.3 Verifica piedritti

Si adottano spille 11Ø10/mq



**MATERIALS DATA**

CONCRETE -

Class:	C30/37
Design compressive strength fcd:	20.0 MPa
Shear reduced compressive strength v1*fcd:	10.6 MPa (6.9)EC2
Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2



Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	49 di 53

Coeff K1:	0.1500	(§ 6.2.2(1) EC2
Coeff v min:	0.0091	Mpa(§ 6.2.2(1) EC2
Strain at max strength ec2:	0.0020	
Ultimate strain ecu:	0.0035	
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle	
Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6	MPa
Mean tensile strength fctm:	2.9	MPa
Creep coeff.:	2.50	
Shrinkage coeff.:	0.00025	
Ageing Coeff.:	0.800	

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	450.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa

**GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION**

Shape of Region:	Polygonal
Concrete Class:	C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

**DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS**

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	22
2	-43.0	73.0	22
3	43.0	73.0	22
4	43.0	7.0	22

**DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS**

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation			
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)			
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)			
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation			
Ø	Diameter [mm] of generated bars			

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	2	3	8	22
2	1	4	8	22

**ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION**

MX d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system		
VY d	Design shear component [kN] parallel to Y reference axis		

Comb.	N d	Mx d	Vy d
-------	-----	------	------

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	50 di 53

1	675.24	-821.19	483.12
2	519.26	453.35	483.12
3	504.21	623.66	534.09
4	750.66	-911.25	534.09

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	439.26	-557.24	0.00
2	360.26	216.63	0.00
3	417.64	354.46	0.00
4	496.64	-611.41	0.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	432.46	-548.28 (-266.05)	0.00 (0.00)
2	353.46	221.16 (730.97)	0.00 (0.00)
3	399.36	331.43 (616.71)	0.00 (0.00)
4	478.36	-591.61 (-263.80)	0.00 (0.00)

**SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)  
MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	412.04	-521.40 (-265.88)	0.00 (0.00)
2	333.04	234.77 (676.82)	0.00 (0.00)
3	344.52	262.34 (646.63)	0.00 (0.00)
4	423.52	-532.23 (-265.26)	0.00 (0.00)

**CHECKS RESULTS**

**Checks OK for all assigned combinations**

Min edge cover of longitudinal bars:	5.9	cm
Min distance between longitudinal bars:	7.4	cm
Min edge cover of stirrups:	5.1	cm

**ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS**

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.
-------	-------	---	----	-------	--------	------

Relazione di calcolo Portale di prolungamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	51 di 53

1	OK	675.24	-821.19	675.39	-1251.76	1.524
2	OK	519.26	453.35	519.35	1200.62	2.648
3	OK	504.21	623.66	504.25	1195.66	1.917
4	OK	750.66	-911.25	750.49	-1276.25	1.401

#### ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00940	-50.0	0.0	0.00087	-43.0	7.0	-0.02397	-43.0	73.0
2	0.00350	-0.00999	-50.0	80.0	0.00075	-43.0	73.0	-0.02523	-43.0	7.0
3	0.00350	-0.01005	-50.0	80.0	0.00073	-43.0	73.0	-0.02535	-43.0	7.0
4	0.00350	-0.00914	-50.0	0.0	0.00092	-43.0	7.0	-0.02340	-43.0	73.0

#### ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000376366	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000393544	-0.027983503	----	----
3	0.000000000	0.000395188	-0.028115030	----	----
4	0.000000000	-0.000368542	0.003500000	----	----

#### ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Check	Result of check
Ved	Design Shear $V_y$ [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value
Ctg	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm <sup>2</sup> /m]

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast	A.Eff
1	OK	483.12	2522.77	540.75	69.3 77.0	100.0	2.50	7.1	8.0
2	OK	483.12	2528.68	542.01	69.4 77.2	100.0	2.50	7.1	8.0
3	OK	534.09	2529.22	542.13	69.5 77.2	100.0	2.50	7.9	8.0
4	OK	534.09	2519.89	540.13	69.2 76.9	100.0	2.50	7.9	8.0

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS

Check	Result of check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Limit value is shown between brackets.
Ss min	Min tension stress in long. bars [Mpa]. Limit value is shown between brackets.
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] = area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack control)
sr max	Max final crack spacing [mm]
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for q.perm SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9)] EC2)
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max * (e sm - e cm) [eq.(7.8)EC2]
e B	Strain x1000 in the concrete centroid B (+ if shortening)
Cx	Curvature x 1000 [1/cm] around x axis principal of inertia
Cy	Curvature x 1000 [1/cm] around y axis principal of inertia

#### Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	9.5	-162.2	1750	373	0.500	22.0	0.00049 (0.00049)	0.181	-0.153172	-0.009475	0.000000
2	3.6	-41.6	1750	373	0.500	22.0	0.00012 (0.00012)	0.046	-0.064072	0.004357	0.000000
3	6.0	-86.9	1750	373	0.500	22.0	0.00026 (0.00026)	0.097	-0.155179	0.008470	0.000000
4	10.4	-176.2	1750	373	0.500	22.0	0.00053 (0.00053)	0.197	-0.193615	-0.011327	0.000000

#### Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	4.6(18.0)	-166.4(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00050 (0.00050)	0.186	-0.003466	-0.019507	0.000000
2	OK	1.8(18.0)	-39.5(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00012 (0.00012)	0.044	0.102613	0.009093	0.000000
3	OK	2.9(18.0)	-88.2(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00026 (0.00026)	0.099	0.169034	0.009605	0.000000
4	OK	5.1(18.0)	-181.1(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00054 (0.00054)	0.203	-0.026205	-0.021658	0.000000

### SLS FREQUENT COMBINATIONS

#### Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	9.4	-159.5	1750	373	0.500	22.0	0.00048 (0.00048)	0.178	-0.145448	-0.009139	0.000000
2	3.7	-44.0	1750	373	0.500	22.0	0.00013 (0.00013)	0.049	-0.069408	0.004557	0.000000
3	5.6	-80.3	1750	373	0.500	22.0	0.00024 (0.00024)	0.090	-0.142375	0.007849	0.000000
4	10.1	-170.7	1750	373	0.500	22.0	0.00051 (0.00051)	0.191	-0.178399	-0.010641	0.000000

#### Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	4.5(18.0)	-163.7(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00049 (0.00049)	0.183	0.001503	-0.019126	0.000000
2	OK	1.8(18.0)	-42.2(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00013 (0.00013)	0.047	0.096779	0.009326	0.000000
3	OK	2.7(18.0)	-81.2(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00024 (0.00024)	0.091	0.171025	0.009026	0.000000
4	OK	4.9(18.0)	-175.4(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00053 (0.00053)	0.196	-0.017175	-0.020861	0.000000

### SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS

Relazione di calcolo Portale di prolungamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	SL 06 00 001	A	53 di 53

**Short-term results: Stresses - Crack width - Section Strain**

Comb.	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	8.9	-151.6	1750	373	0.500	22.0	0.00046 (0.00045)	0.170	-0.121746	-0.008112	0.000000
2	4.0	-51.2	1750	373	0.500	22.0	0.00015 (0.00015)	0.057	-0.085799	0.005163	0.000000
3	4.4	-60.3	1750	373	0.500	22.0	0.00018 (0.00018)	0.067	-0.104075	0.005987	0.000000
4	9.1	-154.4	1750	373	0.500	22.0	0.00047 (0.00046)	0.175	-0.130511	-0.008506	0.000000

**Long-term results: Stresses - Crack width - Section Strain**

Comb.	Check	Sc max	Ss min	Ac eff	sr max	k2	Ø	e sm - e cm	wk	e B	Cx	Cy
1	OK	4.2(13.5)	-155.5(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00048 (0.00047)	0.177	0.016885	-0.017967	0.000000
2	OK	1.9(13.5)	-50.3(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00015 (0.00015)	0.056	0.079383	0.010024	0.000000
3	OK	2.1(13.5)	-60.1(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00018 (0.00018)	0.067	0.065190	0.011076	0.000000
4	OK	4.3(13.5)	-158.4(-360)	1750	373	0.500	22.0	0.00049 (0.00048)	0.183	0.011774	-0.018414	0.000000

**10.4 Tabella riepilogativa incidenza ferri**

	Inc. Armature [kg/mc]
portale	120

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 20% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature)

**11 VERIFICA FONDAZIONE**

Data la presenza del rilevato (fondazione compensata) non possono instaurarsi meccanismi di collasso, pertanto la verifica risulta non necessaria.