

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n°A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. E.Loffredo
Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni



11.SOTTOVIA
11.01 SOTTOPASSO KM 2+315

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	T00ST01STRRE01B		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00ST01STRRE01	B	-
B	Rev. A seguito istr. ANAS		Set 2023	F.Brunori	F.Durastanti
A	Emissione		Ago 2023	F.Brunori	F.Durastanti
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	3
1.1	OGGETTO E SCOPO.....	3
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO MAGRONE.....	7
3.2	CALCESTRUZZO SCATOLARE.....	7
3.3	CALCESTRUZZO CORDOLI.....	7
3.4	ACCIAIO PER ARMATURE.....	7
4	SOFTWARE DI CALCOLO.....	8
4.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI.....	8
4.2	UNITÀ DI MISURA.....	8
4.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE.....	8
4.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO.....	8
4.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE.....	8
4.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI.....	9
4.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO.....	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
5.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	10
5.2	TERRENO DI FONDAZIONE.....	10
6	INQUADRAMENTO SISMICO.....	11
7	DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO.....	15
8	ANALISI DEI CARICHI.....	17
8.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI PORTATI.....	17
8.2	SPINTA SULLE PARETI DOVUTA AL TERRENO ED AL SOVRACCARICO PERMANENTE.....	18
8.3	SPINTA IN PRESENZA DI FALDA.....	18
8.4	RIPARTIZIONE DEI CARICHI MOBILI VERTICALI.....	19
8.5	CARICHI VARIABILI SU SOLETTA INFERIORE.....	21
8.6	SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO.....	21
8.7	FRENATURA.....	23
8.8	VARIAZIONE TERMICA.....	23
8.9	RITIRO DIFFERENZIALE DELLA SOLETTA DI COPERTURA.....	24
8.10	AZIONE SISMICA INERZIALE.....	26
9	CRITERI DI VERIFICA.....	29
9.1	CRITERI DI VERIFICA SLU.....	29
9.1.1	Verifiche a pressoflessione.....	29
9.1.2	Verifiche a taglio.....	29
9.2	CRITERI DI VERIFICA SLE.....	30
9.2.1	Verifiche alle tensioni.....	30

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

9.2.2	Verifiche a fessurazione.....	31
10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	32
11	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	37
12	VERIFICHE DELLE SEZIONI IN C.A.....	42
12.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE.....	42
12.1.1	Verifica soletta inferiore – SLU/SLE.....	43
12.1.2	Verifica soletta superiore – SLU/SLE.....	47
12.1.3	Verifica piedritti – SLU/SLE.....	51
12.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	55
12.2.1	Verifica soletta inferiore - SLV.....	55
12.2.2	Verifica soletta superiore - SLV.....	58
12.2.3	Verifica piedritti - SLV.....	60
12.3	TABELLA RIASSUNTIVA ARMATURE.....	62
13	VERIFICA FONDAZIONE.....	63
13.1	VERIFICA PORTANZA E SCORRIMENTO.....	63
14	ANALISI LOCALI.....	73
14.1	VERIFICA MURETTO PORTA BARRIERE.....	73
14.2	URTO SU ELEMENTO ORIZZONTALI.....	77

1 INTRODUZIONE

1.1 Oggetto e scopo

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) del sottopasso scatolare S01 km 2+315. L'opera stradale servita è denominata "Strada delle tre valli umbre" e si snoda fra lo svincolo di progetto della S.G.C. E45 in località Acquasparta e lo svincolo della nuova Flaminia (SS.3) in località Eggi per una lunghezza di 20+885 km. L'opera è ubicata nell'area del comune di Spoleto (PG) in prossimità della frazione Madonna di Baiano.

Si riportano le immagini del sito di ubicazione dell'opera e della planimetria di progetto:



Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera

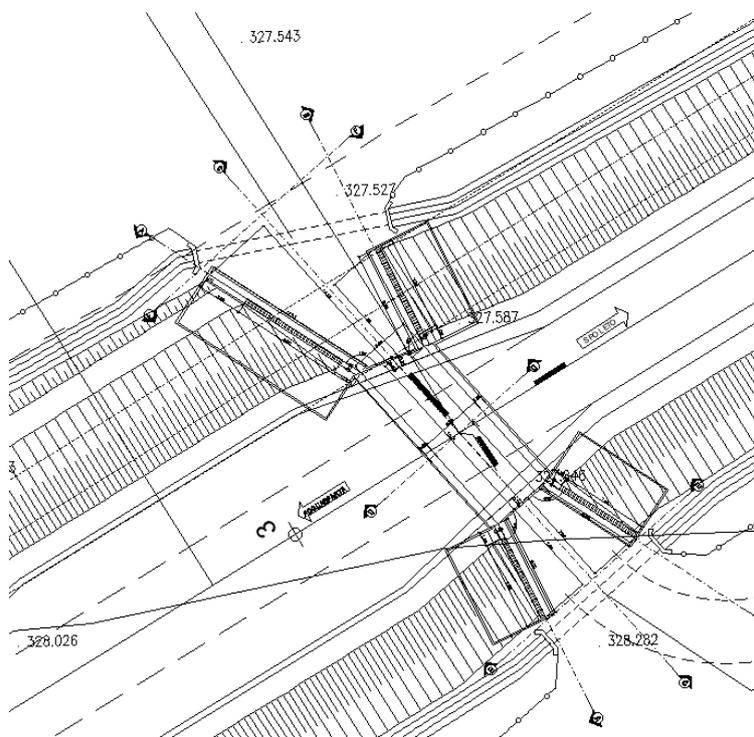


Figura 1-2. Planimetria dell'opera

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

1.2 Descrizione dell'opera

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int}=5.00$ m ed un'altezza netta di $H_{int}=5.10$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f=0.70$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p=0.60$ m e lo spessore della soletta di copertura è di $S_s=0.60$ m.

Nell'immagine seguente si riportano una sezione trasversale e una sezione longitudinale dell'opera.

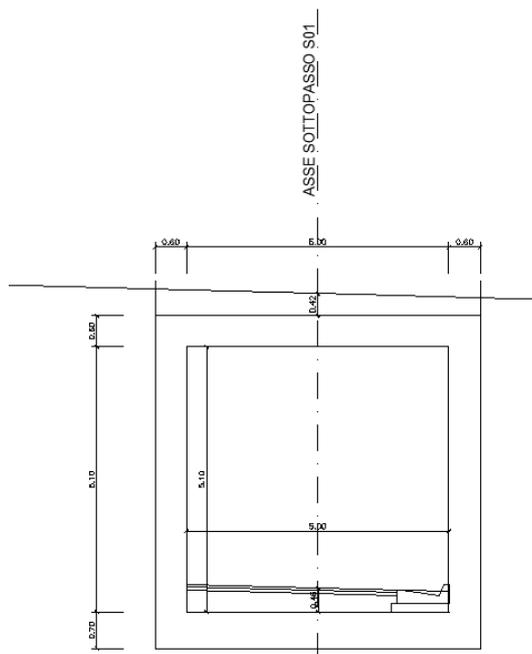


Figura 1-3. Sezione trasversale dell'opera

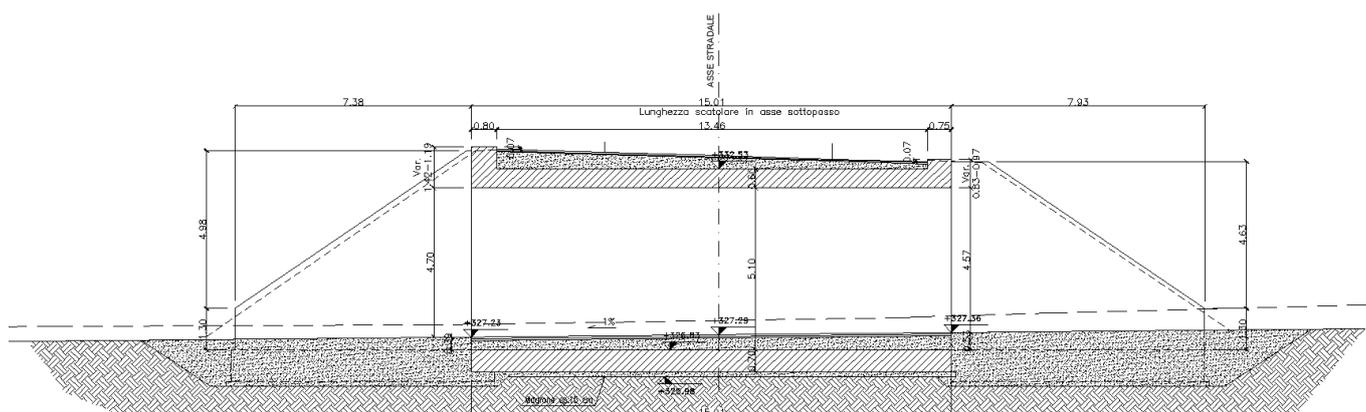


Figura 1-4. Sezione longitudinale dell'opera

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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";
- 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 strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo magrone

Conglomerato classe di resistenza C12/15 – Rck 15MPa

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza slump:	S3

3.2 Calcestruzzo scatolare

Conglomerato classe di resistenza C32/40 – Rck 40MPa

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione:	XC4-XA2
Classe di consistenza slump:	S4
Copriferro minimo	40 mm

3.3 Calcestruzzo cordoli

Conglomerato classe di resistenza C35/45 – Rck 45MPa

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione:	XC4-XD3
Classe di consistenza slump:	S4
Copriferro minimo	45 mm

3.4 Acciaio per armature

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

4 SOFTWARE DI CALCOLO

4.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.22 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.

4.2 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 $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

4.3 Grado di affidabilità del codice

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

4.4 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato è 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.

4.5 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.

4.6 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.

4.7 Programmi di servizio

Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "RC-SEC" – Autore GEOSTRU
Software.ANALISI DEI CARICHI E FASI

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

5.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento/rinterro sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:



5.2 Terreno di fondazione

Si riportano di seguito i parametri geotecnici ell'unità geologica intercettata dall'opera:

Unità ALL:

$$g_k = 18 - 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c_k' = 0 \text{ kPa}$$

$$f_k' = 38^\circ - 42^\circ$$

$$E_k = 25 - 50 \text{ MPa}$$

Ai fini delle verifiche si adotteranno i seguenti parametri:

$$g = 18.5 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso dell'unità di volume}$$

$$f' = 40^\circ \quad \text{angolo di attrito}$$

$$c' = 0 \text{ kPa} \quad \text{coesione}$$

$$E = 37.5 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

La falda si trova ad una profondità di circa 8.0m dall'intradosso della fondazione. pertanto ininfluyente ai fini del dimensionamento dello scatolare.

Dalle indagini condotte si evince una categoria stratigrafica di suolo pari a 'C'.

6 INQUADRAMENTO SISMICO

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.

Sulla base delle indicazioni delle NTC2018 si assumono i seguenti valori per determinare l'azione sismica di riferimento.

L'ubicazione del sito in oggetto (Long: 12.654026; Lat: 42.722922):

- | | |
|--|-----------------------------------|
| - Classe d'uso: | IV |
| - Coefficiente d'uso: | $C_u (IV) = 2.0$ |
| - Categoria topografica: | T1 |
| - Coefficiente di amplificazione topografica | $S_T=1$ |
| - Categoria di sottosuolo | C |
| - Vita nominale: | $V_n = 50$ anni |
| - Vita di riferimento: | $V_R = V_n \times C_u = 100$ anni |
| - Coefficiente di amplificazione stratigrafica | $S_s = 1.356$ |

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

SLATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _C [*] [s]
SLO	60	0.085	2.461	0.284
SLD	101	0.104	2.443	0.294
SLV	949	0.232	2.469	0.330
SLC	1950	0.285	2.499	0.342

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a _g	0.232 g
F ₀	2.469
T _C	0.330 s
S _S	1.356
C _C	1.513
S _T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.356
η	1.000
T _B	0.167 s
T _C	0.500 s
T _D	2.530 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto S_d(T) per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico S_c(T) sostituendo η con η/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.315
0.167	0.778
0.500	0.778
0.597	0.652
0.693	0.561
0.790	0.492
0.887	0.439
0.983	0.396
1.080	0.360
1.177	0.331
1.273	0.306
1.370	0.284
1.467	0.265
1.563	0.249
1.660	0.234
1.757	0.221
1.853	0.210
1.950	0.199
2.046	0.190
2.143	0.182
2.240	0.174
2.336	0.166
2.433	0.160
2.530	0.154
2.600	0.146
2.670	0.138
2.740	0.131
2.810	0.125
2.880	0.119
2.950	0.113
3.020	0.108
3.090	0.103
3.160	0.099
3.230	0.094
3.300	0.090
3.370	0.087
3.440	0.083
3.510	0.080
3.580	0.077
3.650	0.074
3.720	0.071
3.790	0.069
3.860	0.066
3.930	0.064
4.000	0.062

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

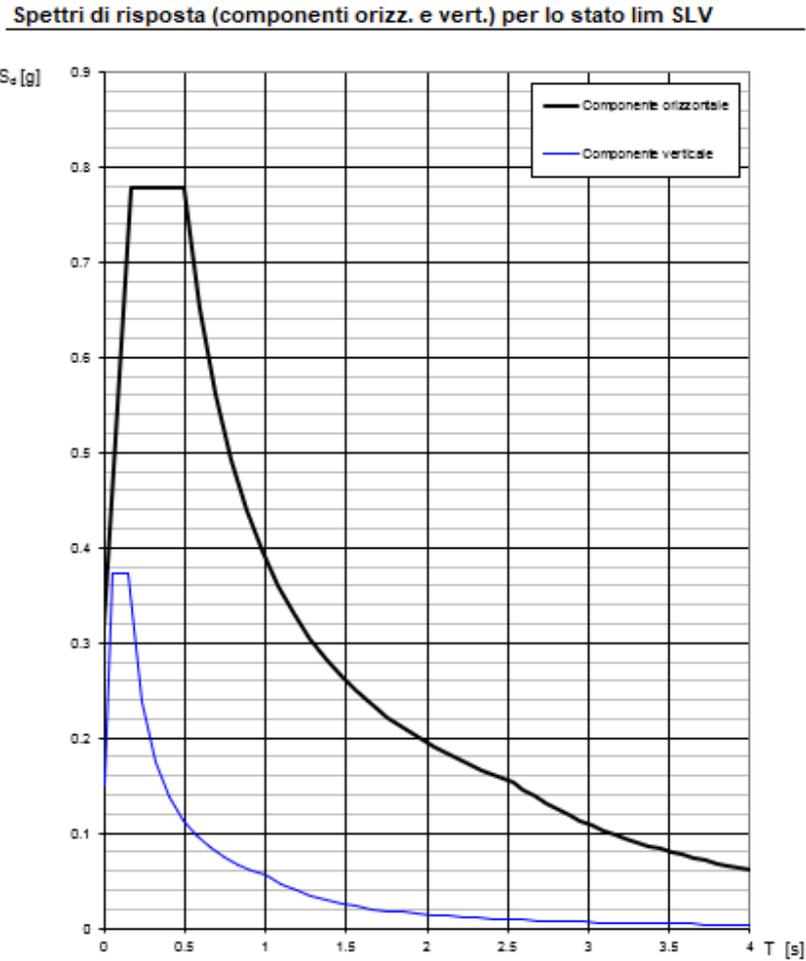


Figura 6.1. Spettro di Risposta SLV. Componenti orizzontali e orizzontali del sisma

7 DESCRIZIONE 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 uno scatolare di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

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.

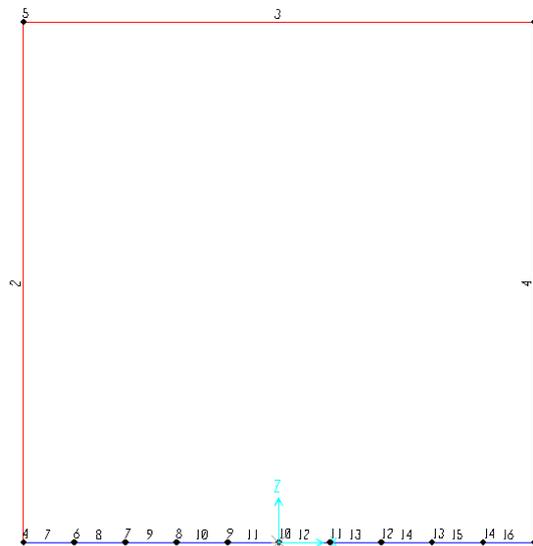


Figura 7-1. Numerazione aste e nodi

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di "linear spring" pari a $K= 5000 \text{ kN/m}^3$.



In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.

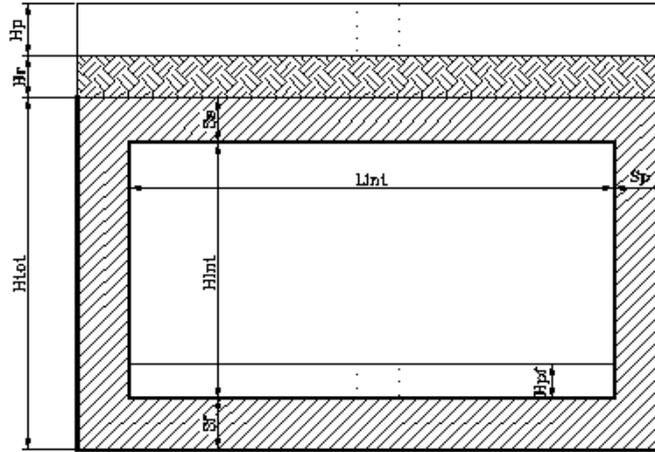
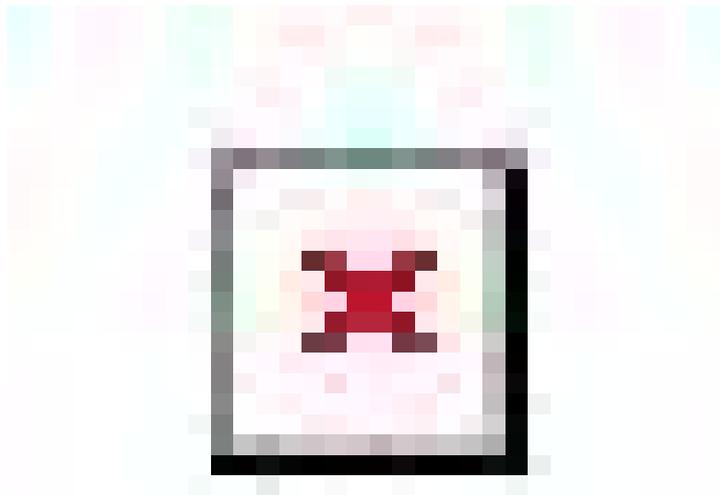


Figura 7-2. Significato dei simboli



8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

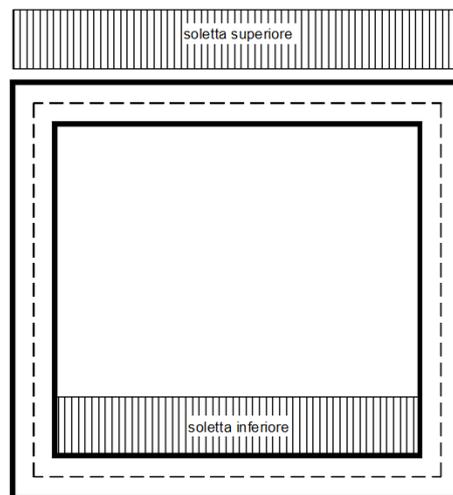


Figura 8-1. Schema tipo carichi permanenti

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 2.64 kN.

8.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $j = 35^\circ$ ed un peso di volume $g = 20 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza dello scatolare, utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin j$, per cui si ottiene un valore di $K_0 = 0.43$. Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

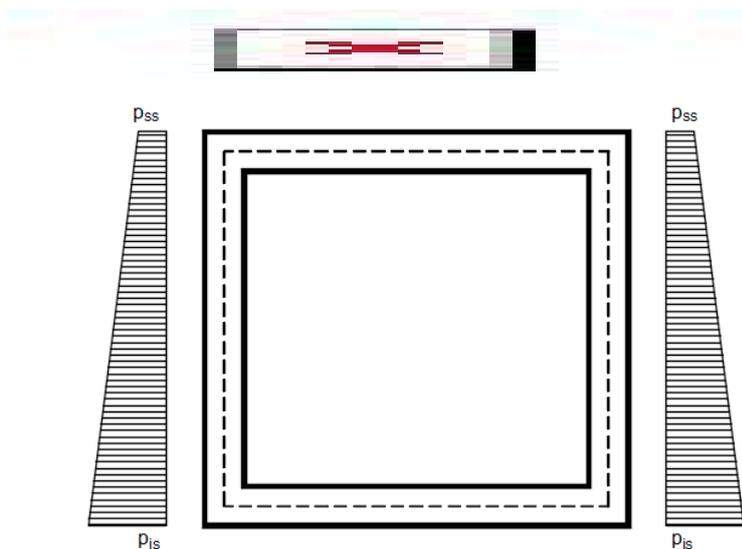


Figura 8-2. Schema tipo spinta terreno su pareti

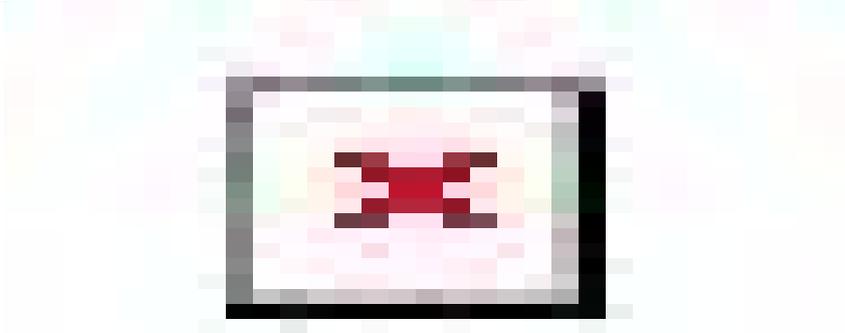
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta superiore con valore pari a 1.59 kN ed inferiore con valore pari a 19.84 kN.

8.3 Spinta in presenza di falda

Come riportato al Capitolo 5 della presente relazione, la falda non viene considerata ai fini del calcolo.

8.4 Ripartizione dei carichi mobili verticali

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.

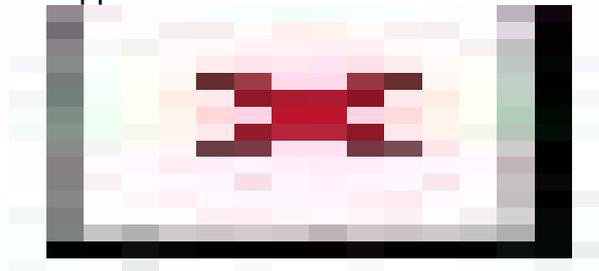


Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.



La ripartizione dei carichi si effettua considerando il carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0.4 m.

Per il calcolo dei valori di L_L ed L_T si considera una ripartizione a 35° all'interno degli strati di pavimentazione e rinterro e 45° all'interno della soletta in c.a., di seguito i risultati numerici ed uno schema grafico tipologico rappresentativo.



Il carico è schematizzato da due assi da 150 kN disposti ad interasse di 1.20m.

Si procede al calcolo dei carichi per metro lineare riferiti al baricentro della soletta per i diversi treni di carico.

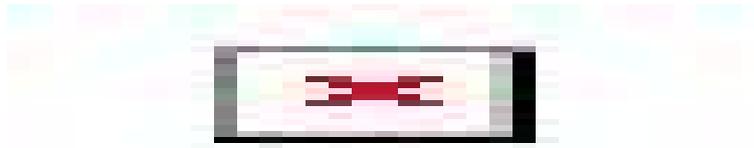
Si considera una larghezza di ripartizione trasversale e longitudinale come descritto nelle figure precedenti; risulta pertanto:

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

$$q_{1k} = \frac{600}{L_L \times L_{T1}} \quad 1 \text{ corsia}$$

$$q_{1k} = \frac{600 + 400}{L_L \times L_{T2}} \quad 2 \text{ corsie}$$

$$q_{1k} = \frac{600 + 400 + 200}{L_L \times L_{T3}} \quad 3 \text{ corsie}$$



Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a $q_{2k}=9.0 \text{ kN/m}^2$ a cui va sommato il carico $q_{11} = 60.0 \text{ kN/m}^2$ applicato su una larghezza di 3.59 m.

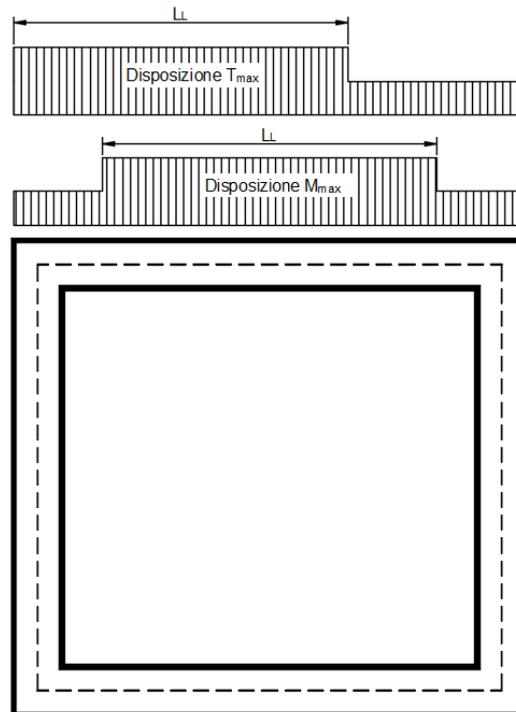


Figura 8-3. Schema tipo carichi mobili soletta superiore

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 17.99 kN per i carichi concentrati e valore pari a 2.70 kN per il carico distribuito.

8.5 Carichi variabili su soletta inferiore

Si prevede un carico accidentale $q=20\text{kN/m}^2$.

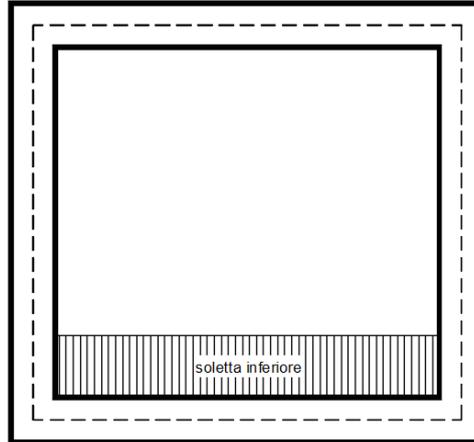


Figura 8-4. Schema tipo carico accidentale soletta inferiore

8.6 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato, si considera un carico tandem distribuito sull'intera lunghezza del mezzo autoarticolato (18.0m) e sui 3.0m di corsia.

$$q_1 = 150 \text{ kN} \cdot 4 / (18.0 \cdot 3.0) \text{ m}^2 + 9 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2$$



a) Spinta sul piedritto sinistro

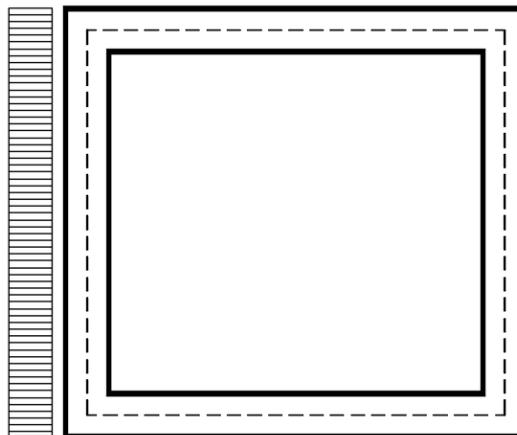


Figura 8-5. Schema tipo spinta carico accidentale su parete sinistra

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 2.56 kN ed inferiore con valore pari a 2.98 kN.

b) Spinta su entrambi i piedritti

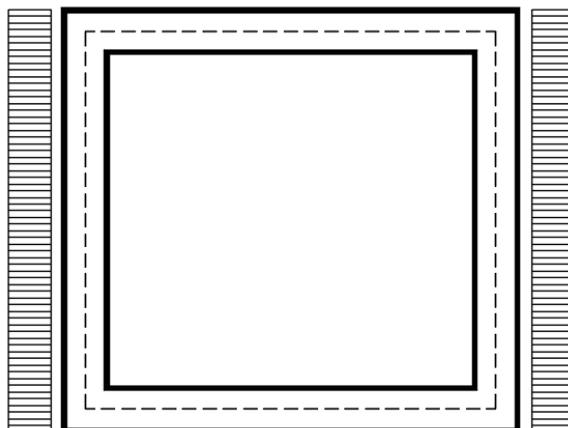


Figura 8-6. Schema tipo spinta carico accidentale su parete sinistra

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 2.56 kN ed inferiore con valore pari a 2.98 kN.

8.7 Frenatura



La frenatura è ripartita sulla lunghezza della zona caricata e sulla larghezza della corsia.

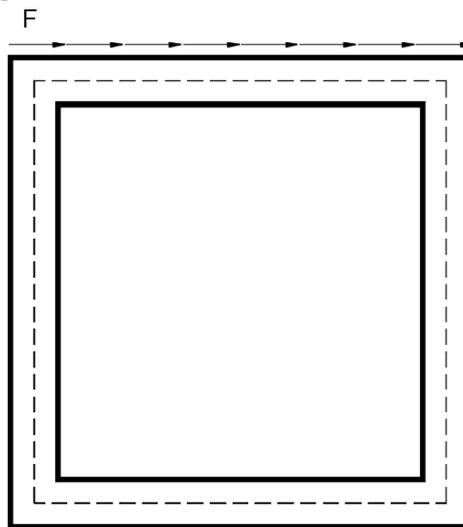


Figura 8-7. Schema tipo azione di frenatura sulla soletta superiore

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

8.8 Variazione termica

Si applica una variazione termica pari a +/- 15°C.

8.9 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

Cls a t=0

R_{ck}	=	40	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	33.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	41.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33643	N/mm ²	Modulo elastico secante medio
cls tipo		R		classe del cemento

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
$h_0=2A_c/u$	=	1200	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	600000	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"

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) = 2.013 \text{ coeff. di viscosità}$$

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 2.045 \text{ coeff nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.203 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.892 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.968 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.617 \text{ coeff che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$$

0.649 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 coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo

$$\alpha =$$

1 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 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 coeff che tiene conto dell'umidità relativa

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

0.922 coeff per la resistenza del calcestruzzo

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = \text{è pari a:}$$

11165778 kN/m²

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) =$$

0.000338 deformazione di ritiro $\varepsilon(t, t_0)$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} =$$

0.000280 deformazione al ritiro per essiccamento

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

0.939

$$K_h =$$

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_h intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

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

0.00042602

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

0.896094

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

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

$$RH0 = 100 \%$$

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

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

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058 \quad \text{deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

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

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

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

equivalente
agli effetti
del ritiro:

$$-11.22 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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

8.10 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

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

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

$$a_g = 0.232 \text{ g.}$$

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 C ed in base al fattore di amplificazione del sito S_s si ottiene:

$$S_s = 1.356 \quad \text{Coefficiente di amplificazione stratigrafica}$$

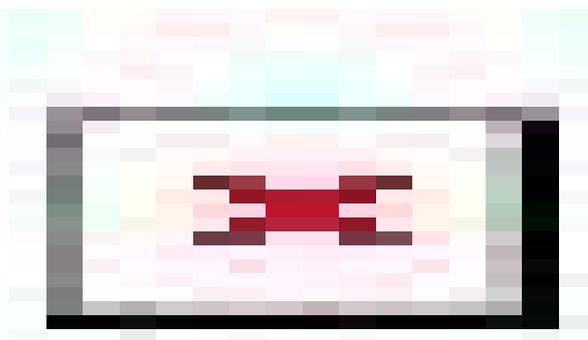
$$S_t = 1 \quad \text{Coefficiente di amplificazione topografica}$$

ne deriva che:

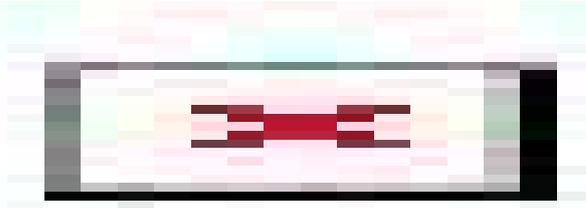
$$a_{\max} = 1.356 * 1 * 0.232 \text{ g} = 0.315 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max} / g = 0.315$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.157$$



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 13.50 kN ed inferiore con valore pari a 15.75 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 1.42 kN ed inferiore con valore pari a 1.65 kN.



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 1.76 kN.

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

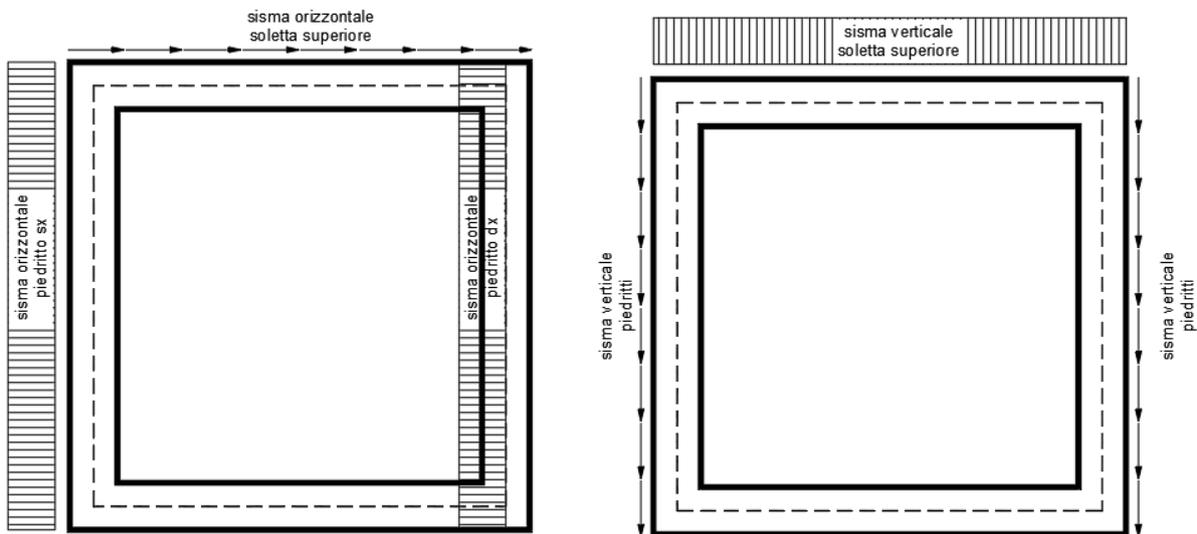


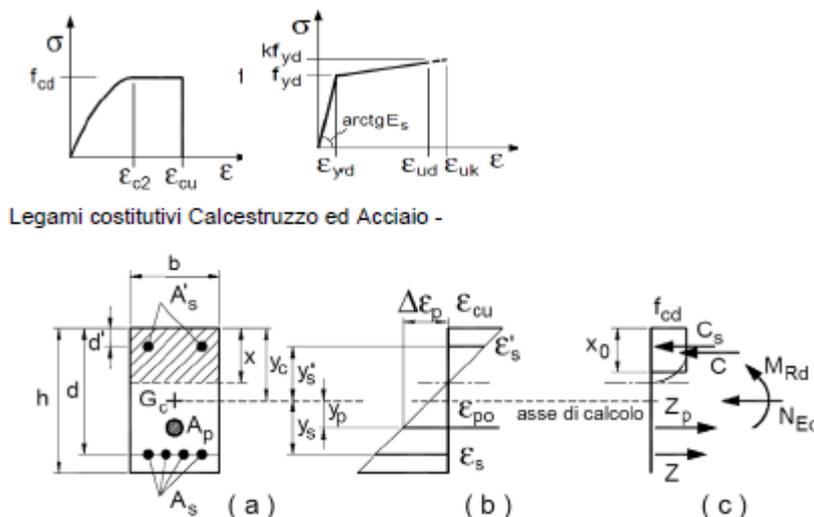
Figura 8-8. Schema tipo azioni sismiche orizzontali e verticali

9 CRITERI DI VERIFICA

9.1 Criteri di verifica SLU

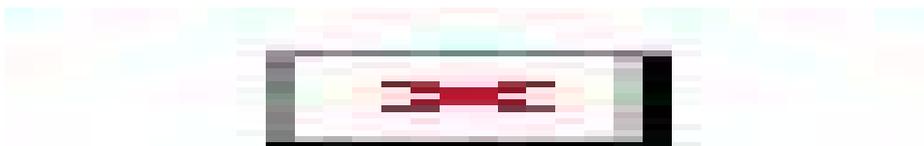
9.1.1 Verifiche a pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -

Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione - La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione



9.1.2 Verifiche a taglio

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio V_{Ed} è pari ai massimi valori del taglio sollecitante derivante dall'analisi per i vari elementi strutturali. Per tutti gli elementi strutturali il massimo taglio si riscontra in corrispondenza della sezione di attacco tra l'elemento stesso e quello ad esso ortogonale.

[NTC – 4.1.2.1.3.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

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

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$;
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

[NTC – 4.1.2.1.3.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm);
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5 f_{cd}$;
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

9.2 Criteri di Verifica SLE

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 attesa, secondo quanto di seguito specificato.

9.2.1 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" adottando come limiti di riferimento quelli previsti dalle NTC2018 al §4.1.2.2.5.1:

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

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

9.2.2 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. 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 riportata nel prospetto seguente:

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

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

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:

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

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

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

10 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 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 (Approccio 1 – Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ai sensi del DM 2018 e s.m.i.



La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

gG1 coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

gG2 coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

gQ coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

gQi coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo



Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Stradale Centrato	TRM
Carico Stradale Laterale	TRV
Sovraccarico accidentale sinistra	SAS
Sovraccarico accidentale destra	SAD
Ritiro	RIT

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

Variazione termica	ΔT
Frenatura	FRE
Azione sismica orizzontale	E_H
Azione sismica verticale	E_V

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.

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	FRE	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	1.35	-	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	0.30
n° 17 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-0.30
n° 18 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	0.30
n° 19 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	1.15	-	1.15	-	1.15	-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	FRE	E _H	E _V
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.75	-	0.75	-	0.75	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

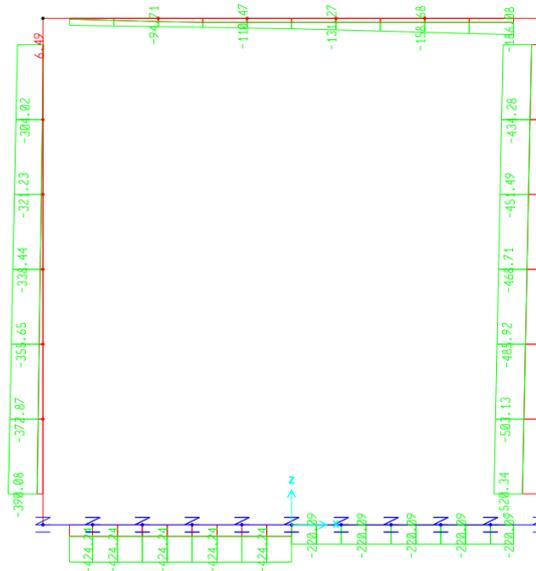


Figura 11-3. Involuppo azioni assiali SLU-SLV

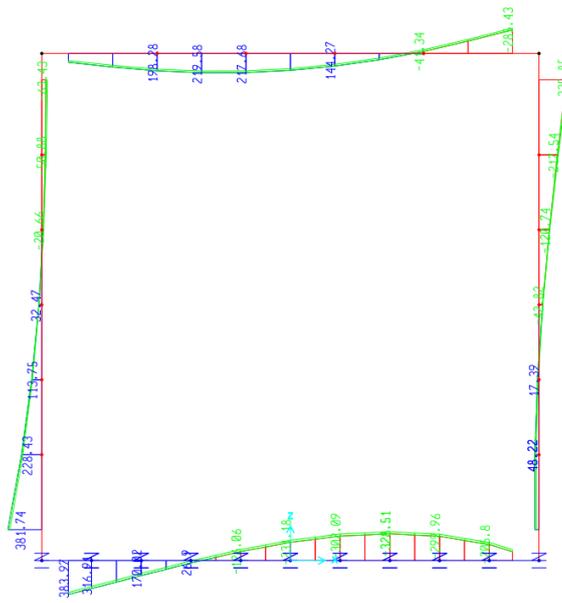


Figura 11-4. Involuppo momenti flettenti SLE rara

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

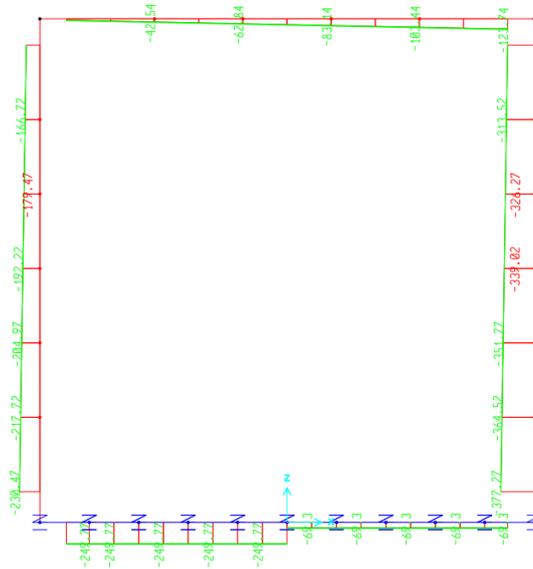


Figura 11-5. Involuppo azioni assiali SLE rara

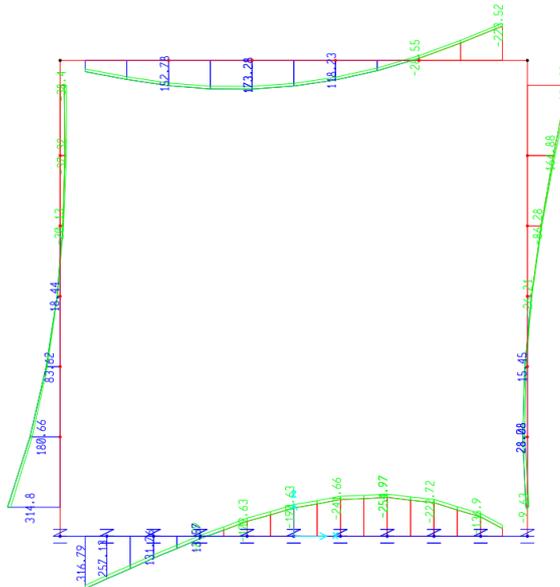


Figura 11-6. Involuppo momenti flettenti SLE frequente

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

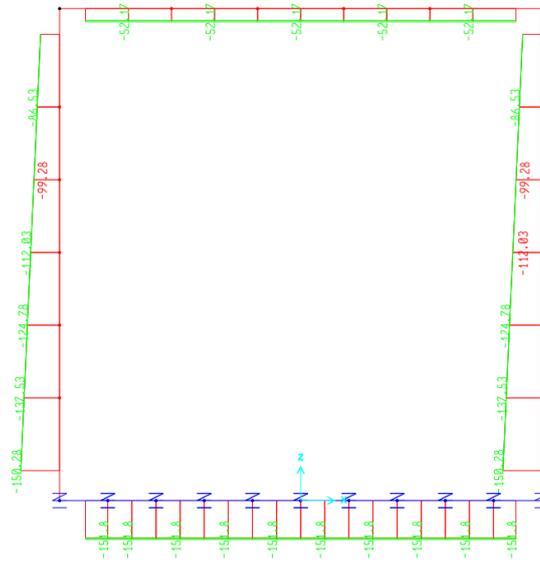


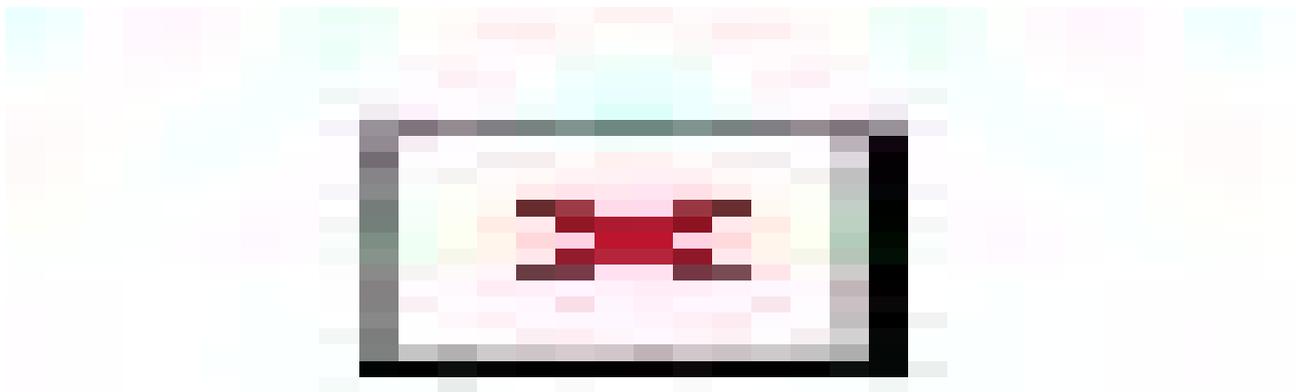
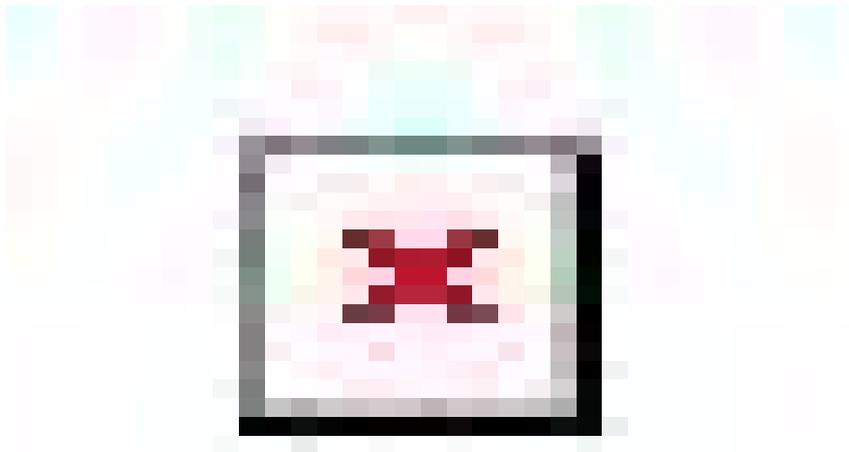
Figura 11-9. Involuppo azioni assiali SLE quasi permanente

12 VERIFICHE DELLE SEZIONI IN C.A.

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:

12.1 Verifiche in condizioni statiche

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime per le verifiche SLU e SLE:



SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

12.1.1 Verifica soletta inferiore – SLU/SLE

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.40 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	70.0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Barre superiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

	N°Comb.N	Mx	Vy	MT
1	347.65	554.27	439.15	0.00
2	23.49	-492.49	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
---------	---	----

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

1	249.77	383.97
2	61.73	-328.51

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

	N°Comb.	N	Mx
1	224.80	316.79	(333.11)
2	83.15	-254.97	(-316.14)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

	N°Comb.	N	Mx
1	151.80	121.28	(360.45)
2	145.49	-74.93	(-402.51)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >= 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

	N°Comb	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	347.65	554.27	347.67	644.92	1.164	63.0	---	---	45.2 (21.0)
2	S	23.49	-492.49	23.47	-550.59	1.118	6.1	---	---	45.2 (21.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	70.0	0.00038	63.8	-0.02859	6.2
2	0.00350	0.0	-0.00005	6.2	-0.03302	63.8

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

	Ver	N° Comb	Ved	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	439.15	2030.03	602.47	100.0 61.0	2.500	1.026	7.4
2	S	0.00	2888.82	242.32	100.0 61.4	1.000	1.002	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	6.75	70.0	0.00	51.1	-240.0	63.8	15.5	1550	22.6	21.9
2	S	5.65	0.0	0.00	16.8	-236.3	6.2	15.5	1550	22.6	21.9

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compressione: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N° Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00137	0.00051	0.50	0.60	0.000720 (0.000720)	450 0.324 (990.00)	330.38	
2	S	-0.00134	0.00042	0.50	0.60	0.000709 (0.000709)	450 0.319 (990.00)	-310.44	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.58	70.0	0.00	50.8	-194.3	63.8	15.5	1550	22.6	21.9
2	S	4.42	0.0	0.00	17.4	-176.2	6.2	15.5	1550	22.6	21.9

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N° Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00111	0.00042	0.50	0.60	0.000583 (0.000583)	450 0.262 (0.30)	333.11	

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

2 S -0.00100 0.00033 0.50 0.60 0.000529 (0.000529) 450 0.238 (0.30) -316.14

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Com	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.17	70.0	0.00	48.0	-61.6	63.8	15.5	1550	22.6	21.9
2	S	1.34	0.0	0.00	26.5	-28.8	6.2	14.6	1459	22.6	21.9

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Com	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00035	0.00016	0.50	0.40	0.000185 (0.000185)	450	0.083 (0.20)	360.45
2	S	-0.00017	0.00010	0.50	0.40	0.000086 (0.000086)	433	0.037 (0.20)	-402.51

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

12.1.2 Verifica soletta superiore – SLU/SLE

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.40 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

	N°Comb.N	Mx	Vy	MT
1	157.72	-399.94	365.42	0.00
2	50.46	312.47	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
---------	---	----

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

1	123.74	-285.43
2	45.13	219.58

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

	N°Comb.	N	Mx
1	105.38	-223.52	(-231.24)
2	53.40	173.28	(227.09)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

	N°Comb.	N	Mx
1	52.17	-42.64	(-252.83)
2	45.87	47.91	(244.80)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

	N°Comb	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	157.72	-399.94	157.72	-425.39	1.064	6.0	---	---	38.0 (18.0)
2	S	50.46	312.47	50.59	400.23	1.281	54.2	---	---	38.0 (18.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	-0.00004	6.1	-0.02775	53.8
2	0.00350	60.0	-0.00023	53.8	-0.02897	6.1

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

	Ver	N°Com	Ved	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	365.42	1689.05	507.42	100.0 51.4	2.500	1.014	7.3
2	S	0.00	2434.91	203.70	100.0 51.6	1.000	1.004	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Com	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.07	0.0	0.00	14.9	-275.7	6.1	15.0	1502	19.0	22.0
2	S	5.39	60.0	0.00	45.7	-224.2	53.8	15.2	1524	19.0	22.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Com	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00160	0.00053	0.50	0.60	0.000827 (0.000827)	469 0.388 (990.00)		-230.24
2	S	-0.00129	0.00040	0.50	0.60	0.000673 (0.000673)	470 0.316 (990.00)		224.52

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Com	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.54	0.0	0.00	15.1	-213.8	6.1	15.0	1498	19.0	22.0
2	S	4.27	60.0	0.00	45.4	-172.5	53.8	15.1	1514	19.0	22.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Com	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00124	0.00042	0.50	0.60	0.000641 (0.000641)	468 0.300 (0.30)		-231.24
2	S	-0.00100	0.00032	0.50	0.60	0.000518 (0.000518)	468 0.242 (0.30)		227.09

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Combr	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.08	0.0	0.00	21.5	-32.6	6.1	14.0	1402	19.0	22.0
2	S	1.20	60.0	0.00	43.3	-40.1	53.8	14.4	1443	19.0	22.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Combr	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.	
1	S	-0.00019	0.00008	0.50	0.40	0.000098 (0.000098)	449	0.044 (0.20)	-252.83
2	S	-0.00023	0.00009	0.50	0.40	0.000120 (0.000120)	454	0.055 (0.20)	244.80

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

12.1.3 Verifica piedritti – SLU/SLE

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.40 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø26	(26.5 cm ²)
Barre superiori:	5Ø26	(26.5 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

	N°Comb.N	Mx	Vy	MT
1	205.02	-106.50	287.44	0.00
2	308.29	547.88	287.44	0.00
3	417.07	460.15	190.49	0.00
4	520.34	-107.31	190.49	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

	N°Comb.	N	Mx
1		153.97	-63.43
2		230.47	381.75
3		300.77	325.85
4		364.52	-48.22

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

	N°Comb.	N	Mx
1		133.92	-38.40 (-377.23)
2		210.42	314.80 (250.69)
3		244.02	254.99 (259.61)
4		307.77	-28.08 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

	N°Comb.	N	Mx
1		112.03	-24.89 (-460.86)
2		150.28	119.30 (269.67)
3		150.28	119.30 (269.67)
4		112.03	-24.89 (-460.86)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

	N°Comb.	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	205.02	-106.50	204.79	-576.96	5.417	7.0	---	---	53.1 (18.0)
2	S	308.29	547.88	308.16	601.65	1.098	52.7	---	---	53.1 (18.0)
3	S	417.07	460.15	417.17	627.52	1.364	52.5	---	---	53.1 (18.0)
4	S	520.34	-107.31	520.28	-651.92	6.075	7.8	---	---	53.1 (18.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	0.00034	6.3	-0.02343	53.7
2	0.00350	60.0	0.00046	53.7	-0.02241	6.3
3	0.00350	60.0	0.00058	53.7	-0.02141	6.3
4	0.00350	0.0	0.00069	6.3	-0.02046	53.7

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata						
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)						
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]						
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]						
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]						
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna						
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo						
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione						
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]						

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	287.44	1680.15	502.67	100.0	50.9	2.500	1.018	5.8
2	S	287.44	1691.57	501.58	100.0	50.8	2.500	1.027	5.8
3	S	190.49	1703.54	500.43	100.0	50.7	2.500	1.037	3.8
4	S	190.49	1714.55	499.25	100.0	50.6	2.500	1.046	3.9

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.41	0.0	0.00	25.1	-24.3	6.3	11.7	1166	26.5	21.9
2	S	8.16	60.0	0.00	42.7	-257.0	53.7	14.2	1423	26.5	21.9
3	S	7.05	60.0	0.00	41.5	-201.6	53.7	13.8	1384	26.5	21.9
4	S	1.18	0.0	0.00	55.0	0.2	6.3	1.9	192	26.5	21.9

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica										
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata										
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata										
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC										
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2										
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es										
srm	Distanza massima in mm tra le fessure										
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.										
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]										

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00015	0.00011	0.50	0.60	0.000073 (0.000073)	364	0.027 (990.00)	-317.05
2	S	-0.00151	0.00061	0.50	0.60	0.000771 (0.000771)	407	0.314 (990.00)	248.78
3	S	-0.00119	0.00053	0.50	0.60	0.000605 (0.000605)	400	0.242 (990.00)	258.53
4	S	-0.00001	0.00009	0.50	0.60	0.000001 (0.000001)	202	0.000 (990.00)	-1392.41

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Combr	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.85	0.0	0.00	31.0	-9.5	6.3	9.7	971	26.5	21.9
2	S	6.74	60.0	0.00	42.5	-208.4	53.7	14.2	1415	26.5	21.9
3	S	5.52	60.0	0.00	41.4	-156.3	53.7	13.8	1380	26.5	21.9
4	S	0.83	0.0	0.08	60.0	2.4	6.3	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Combr	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.	
1	S	-0.00006	0.00006	0.50	0.60	0.000028 (0.000028)	332	0.009 (0.30)	-377.23
2	S	-0.00122	0.00051	0.50	0.60	0.000625 (0.000625)	406	0.254 (0.30)	250.69
3	S	-0.00092	0.00041	0.50	0.60	0.000469 (0.000469)	400	0.187 (0.30)	259.61
4	S	0.00006	0.00001	----	----	----	----	----	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Combr	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.55	0.0	0.00	38.4	-3.7	6.3	7.6	759	26.5	21.9
2	S	2.61	60.0	0.00	40.2	-67.1	53.7	13.4	1341	26.5	21.9
3	S	2.61	60.0	0.00	40.2	-67.1	53.7	13.4	1341	26.5	21.9
4	S	0.55	0.0	0.00	38.4	-3.7	6.3	7.6	759	26.5	21.9

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Combr	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.	
1	S	-0.00003	0.00004	0.50	0.40	0.000011 (0.000011)	296	0.003 (0.20)	-460.86
2	S	-0.00040	0.00020	0.50	0.40	0.000201 (0.000201)	393	0.079 (0.20)	269.67
3	S	-0.00040	0.00020	0.50	0.40	0.000201 (0.000201)	393	0.079 (0.20)	269.67
4	S	-0.00003	0.00004	0.50	0.40	0.000011 (0.000011)	296	0.003 (0.20)	-460.86

12.2 Verifiche in condizioni sismiche

Nella tabella seguente sono indicati i valori delle sollecitazioni massime per le verifiche SLV:



12.2.1 Verifica soletta inferiore - SLV

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.40 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	70.0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Barre superiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.2	cm

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

Coprif.Sup.(dal baric. barre): 6.2 cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre): 10.0 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT Momento torcente [kN m]

	N°Comb.N	Mx	Vy	MT
1	411.07	558.98	276.54	0.00
2	21.10	-313.93	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re,Mx re) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

	N°Comb	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	411.07	558.98			1.126	52.4	---	---	45.2 (21.0)
2	S	21.10	-313.93			1.670	14.9	---	---	45.2 (21.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00074	70.0	0.00048	63.8	-0.00196	6.2
2	0.00059	0.0	0.00035	6.2	-0.00196	63.8

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw/z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

	Ver	N°	Com	Vcd	Vwd	bw	z	Ctg	Acw	ASt
1	S	276.54		1897.47	336.30	100.0	56.8	2.500	1.031	5.0
2	S	0.00		2723.34	137.09	100.0	57.9	1.000	1.002	0.0

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

12.2.2 Verifica soletta superiore - SLV

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.40 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

	N°Comb.N	Mx	Vy	MT
1	142.85	-298.67	154.54	0.00
2	78.76	172.24	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
--------	---	----	------	-------	----------	----	-----	--------	---------

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

1	S	142.85	-298.67	1.340	13.6	---	---	38.0 (18.0)
2	S	78.76	172.24	2.238	46.9	---	---	38.0 (18.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00066	0.0	0.00036	6.1	-0.00196	53.9
2	0.00063	60.0	0.00034	53.9	-0.00196	6.1

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

Ver	N°Comb	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	154.54	1590.97	299.16	100.0 48.5	2.500	1.013	3.3
2	S	0.00	2302.66	120.12	100.0 48.7	1.000	1.007	0.0

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

12.2.3 Verifica piedritti - SLV

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	9.40	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø26	(26.5 cm ²)
Barre superiori:	5Ø26	(26.5 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

	N°Comb.N	Mx	Vy	MT
1	-10.38	-215.14	340.94	0.00
2	68.89	470.30	340.94	0.00
3	170.09	302.43	146.10	0.00
4	231.67	-207.09	146.10	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re,Mx re) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

	N°Comb	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	-10.38	-215.14			2.331	14.1	---	---	53.1 (18.0)
2	S	68.89	470.30			1.105	45.4	---	---	53.1 (18.0)
3	S	170.09	302.43			1.794	44.8	---	---	53.1 (18.0)
4	S	231.67	-207.09			2.687	15.6	---	---	53.1 (18.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

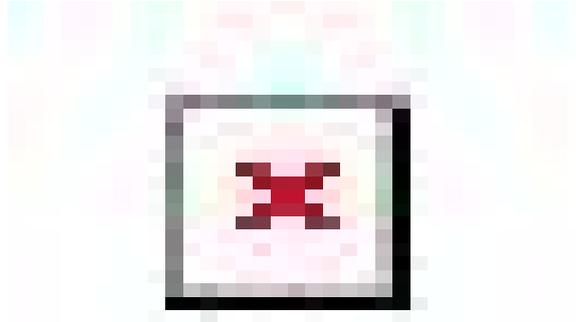
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00070	0.0	0.00039	6.3	-0.00196	53.7
2	0.00073	60.0	0.00042	53.7	-0.00196	6.3
3	0.00078	60.0	0.00045	53.7	-0.00196	6.3
4	0.00080	0.0	0.00048	6.3	-0.00196	53.7

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

	Ver	N°Comb	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	340.94		1557.20	352.58	100.0 48.0	2.500	1.000	7.3
2	S	340.94		1560.27	351.13	100.0 47.8	2.500	1.006	7.3
3	S	146.10		1566.28	349.37	100.0 47.6	2.500	1.015	3.1
4	S	146.10		1570.02	348.33	100.0 47.5	2.500	1.021	3.1

12.3 Tabella riassuntiva armature



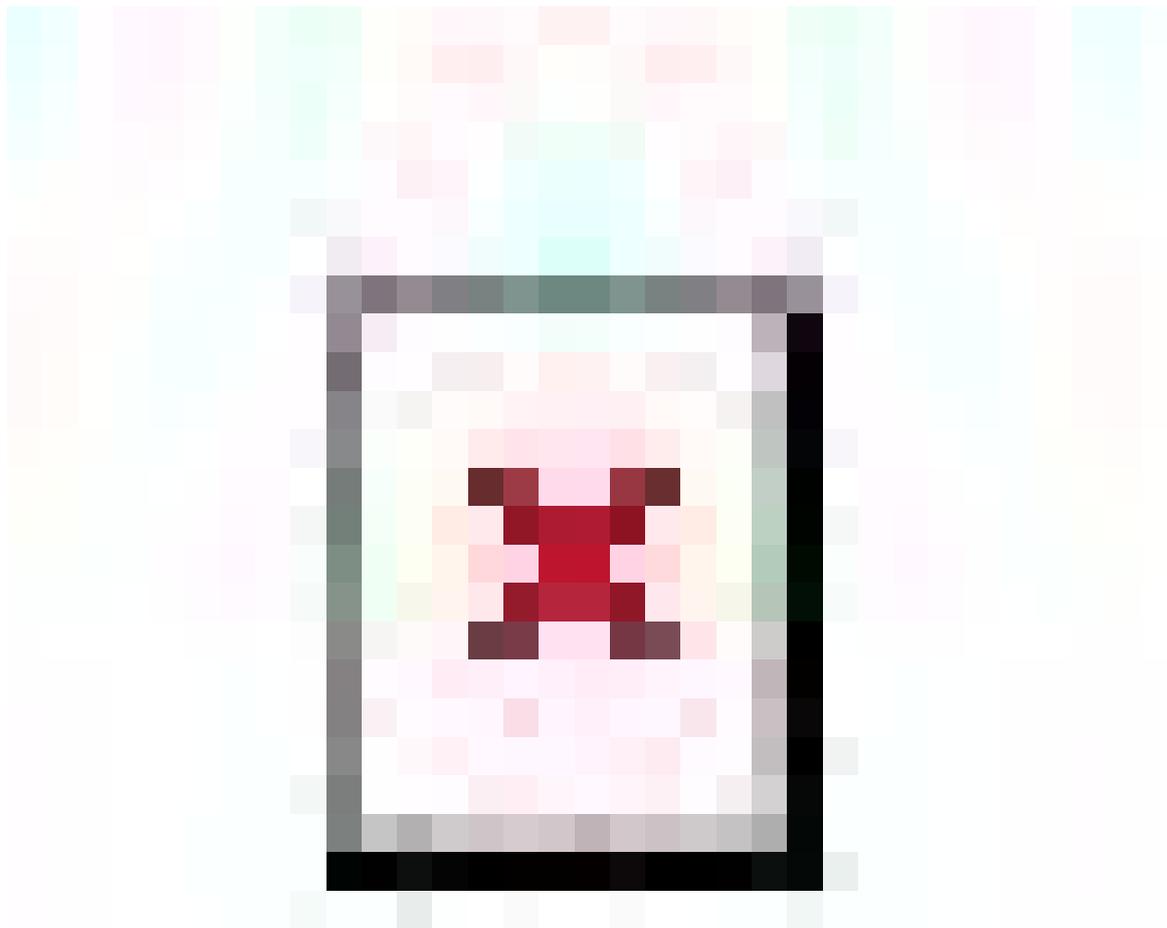
13 VERIFICA FONDAZIONE

13.1 Verifica portanza e scorrimento

Si riporta di seguito la tabella con le sollecitazioni di progetto utilizzate per la verifica a carico limite e a scorrimento della fondazione dello scatolare:



SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo



Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 18.50 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.50 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 40.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 40.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

Profondità della falda

$$Z_w = 9.80 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.28 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.64 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 42.55 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.50 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 64.20$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 75.31$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 109.41$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.15$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.15$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.93$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.85 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.15 \quad m = 1.85 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_icos²θ) in tutti gli altri casi)

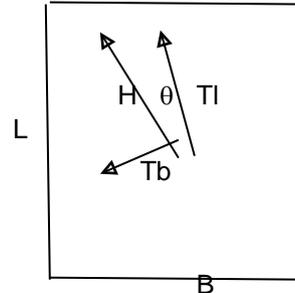
$$i_q = 0.86$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.86$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.80$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.25$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.25$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4126.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 305.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1794.08 \geq q = 305.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 132.73 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 1445.47 \quad (\text{kN})$$

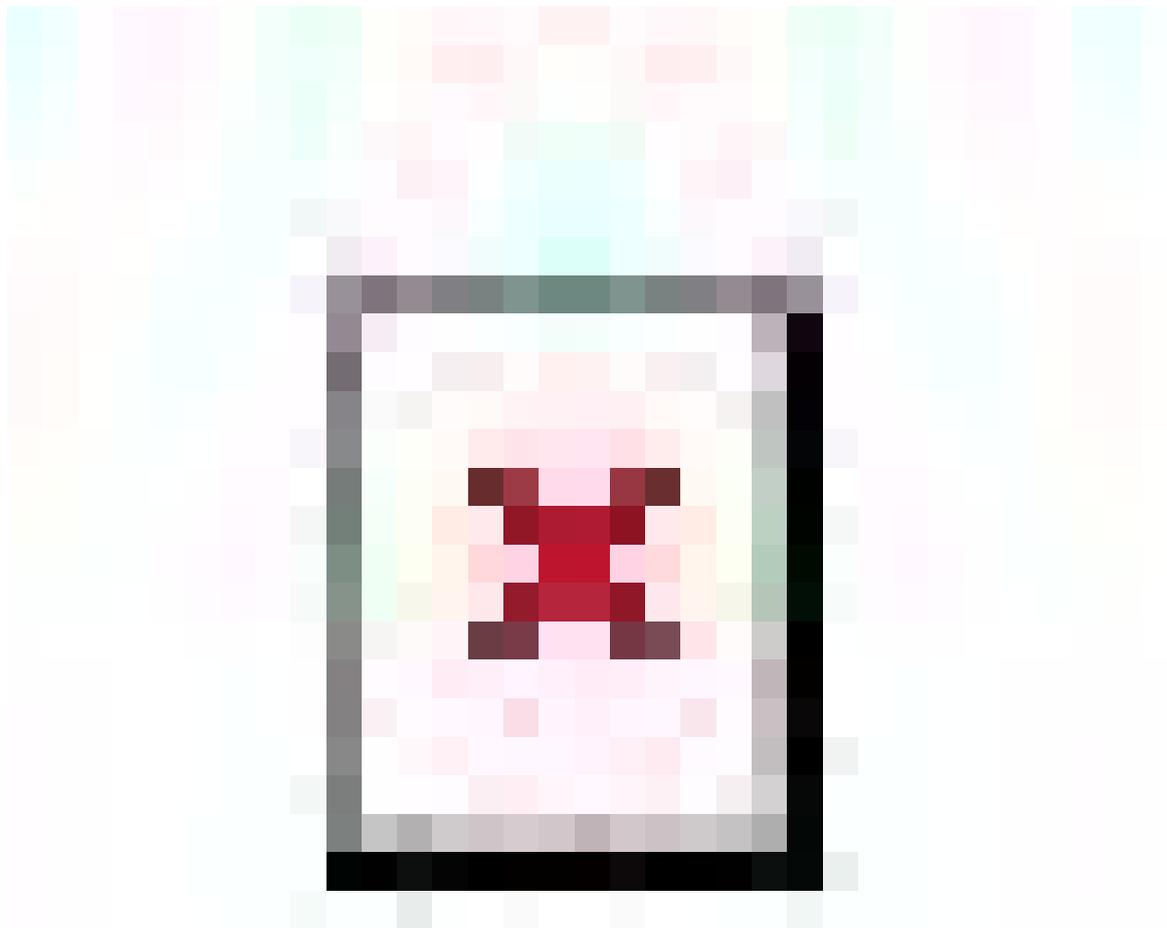
Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 1314.06 \geq H_d = 132.73 \quad (\text{kN})$$

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo



SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo



Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 18.50 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.50 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 40.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 40.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

MANDATARIA

MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

$$Z_w = 10.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 2.35 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.49 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 46.25 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.50 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 64.20$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 75.31$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 109.41$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.57$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.56$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.73$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.60 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.40 \quad m = 1.60 \quad (-)$$

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

$$i_q = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg\varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_icos²θ) in tutti gli altri casi)

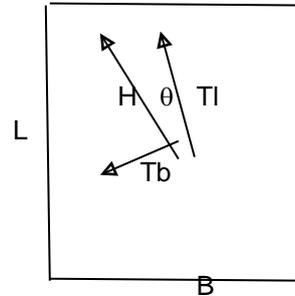
$$i_q = 0.15$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.13$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.04$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per D/B* ≤ 1; d_q = 1 + 2 D tanφ' (1 - senφ')² / B*

per D/B* > 1; d_q = 1 + (2 tanφ' (1 - senφ')²) * arctan (D / B*)

$$d_q = 1.25$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.26$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_r = g_q$$

$$g_r = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 877.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 381.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 381.71 \geq q = 381.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 398.80 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 477.48 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 434.07 \geq H_d = 398.80 \quad (\text{kN})$$

14 ANALISI LOCALI

14.1 Verifica muretto porta barriera

Di seguito si riporta la verifica locale per le azioni d'urto trasmesse al muretto portabarriera quando quest'ultimo fa parte della carpenteria del tombino scatolare in esame. Il muro ha altezza pari a 0.78 m dalla sezione di incastro e spessore 0.80 m.

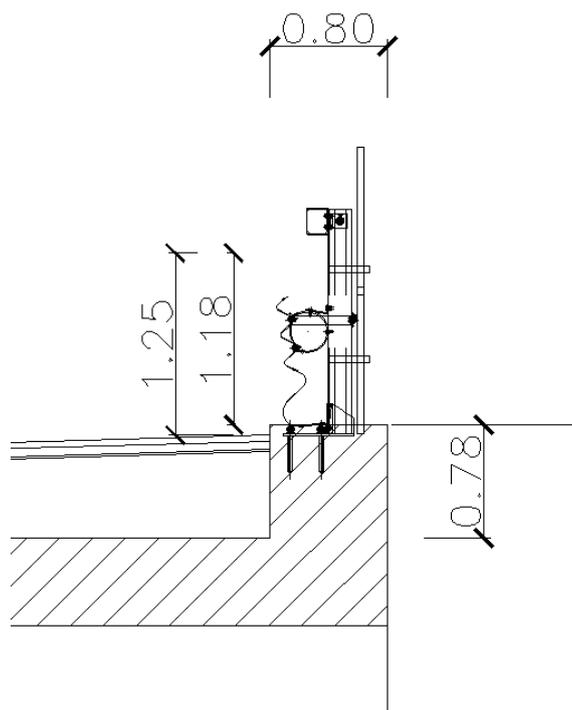


Figura 14-1. Sezione muro porta barriera con barriera di sicurezza

La forza dell'urto pari a $0.5 \cdot 1000 \text{ kN} = 500 \text{ kN}$, da applicare sul piedritto sul lato della strada. Tale forza è stata diffusa sull'altezza dell'opera con un angolo di diffusione pari a 45° .

Tab. 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x} \quad [3.6.7]$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III.

La forza di collisione è applicata sulla barriera a 1,25m al di sopra della superficie di marcia, pertanto il muretto verrà schematizzato come una mensola cui sarà applicata la forza d'urto e il momento di trasporto della stessa.

La larghezza di diffusione del carico è determinata considerando una distribuzione a 45° all'interno del cordolo fino all'incastro pertanto avendo $h = 0.78$ m da cui risulta una larghezza di diffusione pari a $B = 1.56$ m e di conseguenza una forza applicata alla sezione in oggetto pari a:

$$F_u = 500 \text{ kN}/1.56 \text{ m} = 320.5 \text{ kN/m}$$

Il momento generato dalla forza d'urto alla base del muretto è pari a

$$M_u = 320.51 \text{ kN/m} \cdot 1.96 \text{ m} = 628.2 \text{ kNm/m}$$

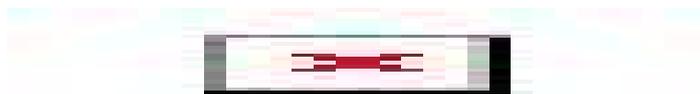
Oltre alle azioni dovute all'urto dei veicoli si considerano:

- Peso proprio della barriera pari a 2kN/m
- Peso proprio del cordolo pari a 15.6kN/m

Si considera la combinazione eccezionale:

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
- $$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Si riportano le sollecitazioni di verifica:



SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

Di seguito si riporta il tabulato RC-SEC con la verifica strutturale dell'elemento:

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	10.6 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.40 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-40.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	-40.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	31.7	20
2	35.0	31.7	20
3	-45.0	-31.7	20
4	45.0	-31.7	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen. N°Barra Ini. N°Barra Fin. N°Barre Ø

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

1	1	2	3	20
2	3	4	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

	N°Comb.	Mx	Vy
1	17.60	628.20	320.50

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

	N°Comb.	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	17.60	628.20	17.79	852.47	1.36	31.4(15.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

	N°Comb.	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.108	-50.0	40.0	-0.00025	-45.0	31.7	-0.02892	-45.0	-31.7	

MANDATARIA MANDANTE

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000452177	-0.014587070	0.108	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
 La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

	Ver	Ved	N°Comb	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	320.50		2436.87	1023.40	74.0	100.0	2.500	1.001	4.9	15.7(0.0)



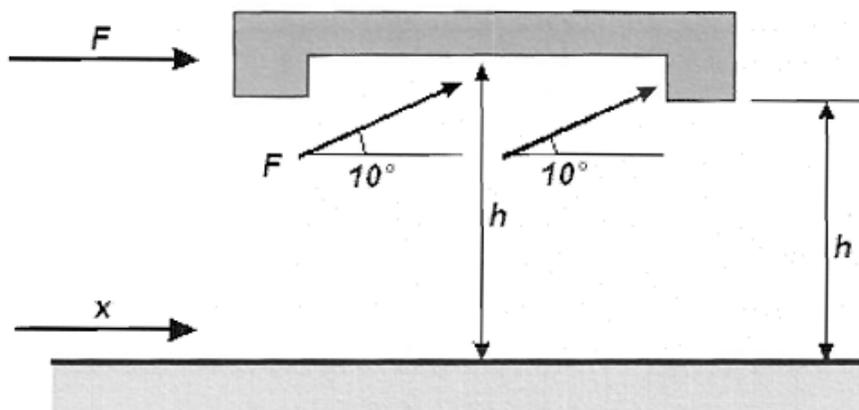
14.2 Urto su elemento orizzontali

Di seguito, si riporta la verifica dell'urto su elementi orizzontali per sottovia di altezza minore di 6.0m secondo il §3.6.3.3.1. La forza risultante di collisione F da utilizzare per la verifica è pari a:

$$F = r F_{d,x}$$

Dove il fattore r è pari a 1.0 per altezze del sottovia fino a 5m.

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo



La forza da utilizzare, essendo la strada interna al sottovia di tipo locale, è riportata nella tabella seguente. Pertanto:

$$F = 750 \text{ kN}$$

La componente verticale agente all'intradosso della soletta superiore è pari a:

$$F_v = 750 \text{ kN} \times \text{tg} (10^\circ) = 132 \text{ kN}$$

Tab. 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Considerando la combinazione eccezionale, si ottengono le seguenti sollecitazioni di progetto:

SOTTOPASSO KM 2+315 - Relazione di calcolo

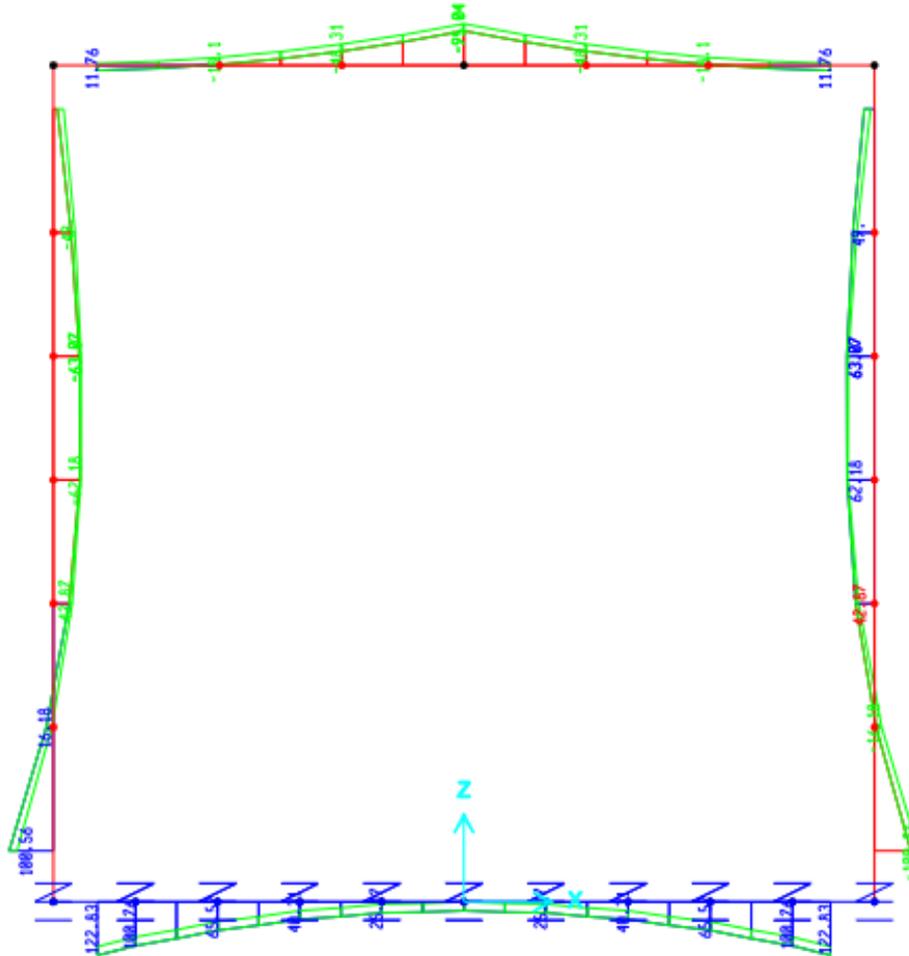


Figura 14-2. Inviluppo momenti flettenti ECC

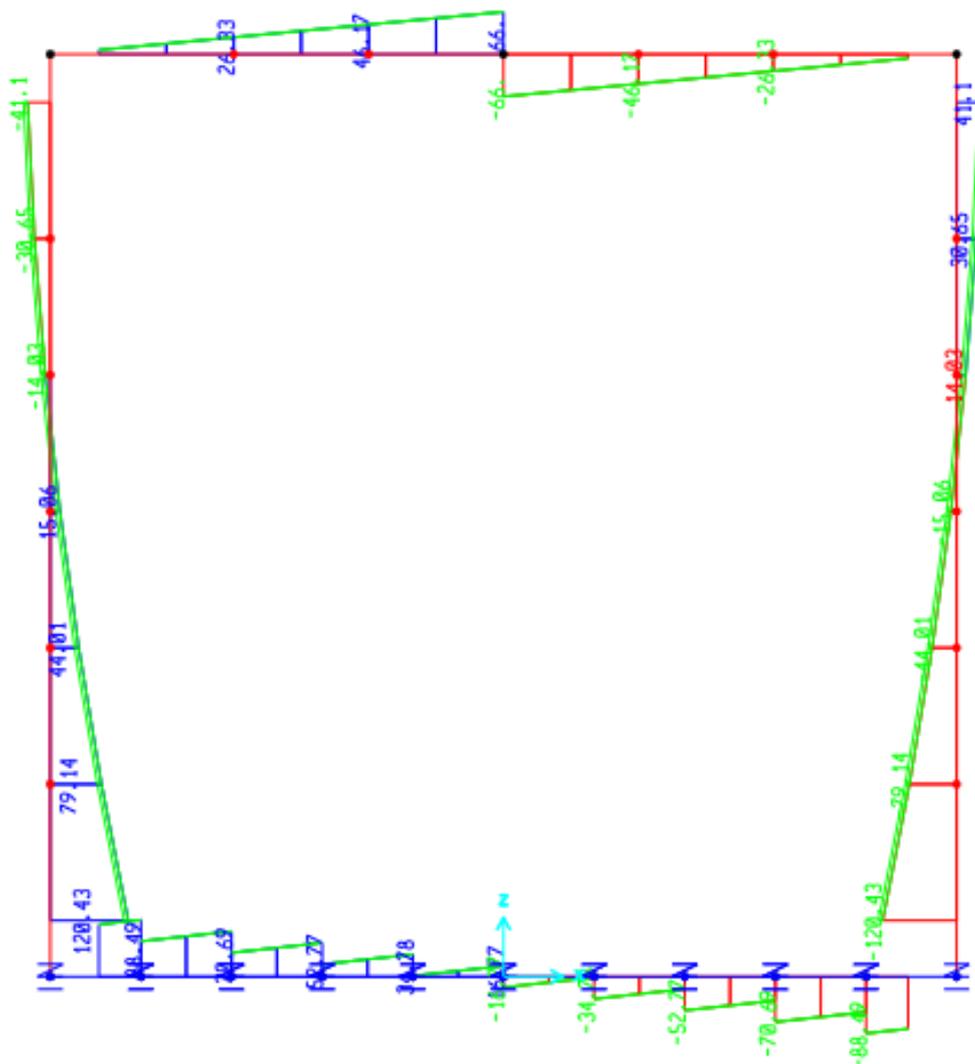


Figura 14-3. Inviluppo tagli ECC

Le sollecitazioni dovute alle combinazioni eccezionali sono significativamente minori rispetto a quelle utilizzate per le verifiche degli elementi strutturali al §12 della presente relazione, pertanto la verifica risulta di per sé soddisfatta.