

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO

TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE

Tombini idraulici circolari ferroviari

Relazione di calcolo tombini

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL IN0000 003 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	F. Serrau	10-2018	P. Di Nucci	10-2018	T. Paoletti	10-2018	F. Arduini Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Nicola Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 15992 Roma
B	Revisione	F. Serrau	05-2020	M. Monda	05-2020	T. Paoletti	05-2020	
		<i>F. Serrau</i>		<i>M. Monda</i>		<i>T. Paoletti</i>		

File: NR1J01D29CLIN0000003B.DOC

n. Elab.: 277

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
4	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
5.1	DATI GENERALI.....	9
5.2	CARATTERISTICHE TECNICHE.....	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
6.1	CRITERI DI PROGETTAZIONE TIPOLOGICA	11
7	CRITERI PROGETTUALI	12
7.1	VITA NOMINALE	12
7.2	CLASSE D'USO	12
7.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
7.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	13
8	COMBINAZIONI DI CARICO	18
9	TOMBINO 1.86 X 1.86 M	22
9.1	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	22
9.1.1	<i>Geometria</i>	22
9.1.2	<i>Modello di calcolo</i>	23
9.2	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE	24
9.3	ANALISI DEI CARICHI	26
9.3.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i>	26
9.3.2	<i>Spinta in presenza di falda</i>	27
9.3.3	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i>	27

9.3.4	<i>Treni di carico</i>	28
9.3.5	<i>Spinta del terreno indotta dai treni di carico</i>	30
9.3.6	<i>Avviamento e frenatura</i>	32
9.3.7	<i>Serpeggio e centrifuga</i>	32
9.3.8	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i>	33
9.3.9	<i>Azione Termica</i>	36
9.3.10	<i>Azione sismica inerziale</i>	36
9.3.11	<i>Spinta sismica terreno</i>	38
9.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	39
9.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	43
9.5.1	<i>Verifica soletta inferiore</i>	43
9.5.2	<i>Verifica soletta superiore</i>	48
9.5.3	<i>Verifica piedritti</i>	52
9.5.4	<i>Tabella riepilogativa incidenza ferri</i>	57
9.6	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE	57
9.7	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE	59
9.8	VERIFICA DI PORTANZA	60

1 PREMESSA

Il progetto di raddoppio della tratta Cesano – Vigna di Valle, sulla linea ferroviaria Roma – Viterbo, costituisce la prima fase funzionale del più esteso intervento di raddoppio tra Cesano e Bracciano, previsto dal recente Accordo Quadro tra Regione Lazio e RFI del 22/02/2018.

Complessivamente il progetto prevede la realizzazione dei tombini riassunti schematicamente nella seguente tabella:

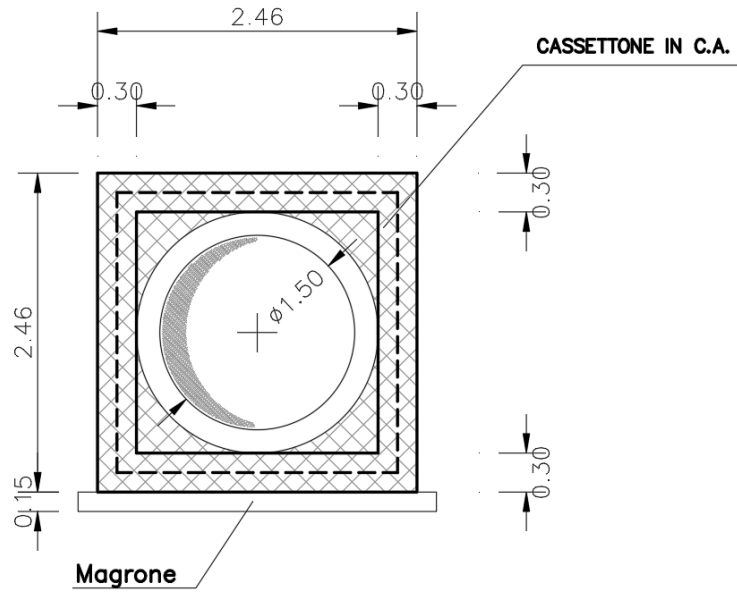
Tabella Tombini

Opera	Pk [km]	Esistente [m]	Sezioni [-]		Dimensioni axbxc [m]	h_in	h_Ou	L canna [m]	imed	Quota PF [m]	Ricoprimento [m]	Svilupp [m]
IN01	28+441	0.9x1.30	Scatolare	ferroviario	2.00x1.50x0.4	154.07	153.90	16.500	0.005	157.19	1.205	
IN03	29+265	1.00x2.00	Scatolare	ferroviario	2.00x2.00x0.5	154.53	154.45	16.500	0.003	158.33	1.340	
IN04	29+553	0.8x0.5	Circolare	ferroviario	DN1500	156.80	156.70	15.500	0.006	160.11	1.460	
IN06B	-	STRADALE	Scatolare	stradali	4.00x2.70x0.5	164.30	164.10	28.400		167.71	0.310	
IN07	30+870	1.02x0.7	Scatolare	ferroviario	2.50x1.20x0.4	163.85	163.75	15.500	0.005	166.57	1.170	
IN09	31+620	---	Scatolare	ferroviario	2.00x2.00x0.5	172.25	172.00	18.000	0.013	176.51	1.885	
IN11	32+272	1.00x1.10	Scatolare	ferroviario	2.00x1.50x0.4	182.55	182.50	14.200	0.005	185.71	1.185	
IN12	32+685	3.00x1.35	Scatolare	ferroviario	4.00x2.00x0.5	185.20	184.65	17.000	0.009	188.65	1.225	
IN14	34+545	0.80x1.10	Scatolare	ferroviario	2.00x2.00x0.5	208.67	208.50	17.300	0.011	212.38	1.295	
IN15	34+758	STRADALE	Scatolare	stradali	3.00x2.00x0.5	210.70	210.54	15.500	0.010	213.94	0.820	
IN16	35+009	0.80x0.80	Circolare	ferroviario	DN1500	215.68	215.50	18.000	0.010	219.48	1.990	
IN17	35+507	2.00x1.60	Scatolare	ferroviario	2.00x2.00x0.5	223.18	223.05	18.000	0.007	226.96	1.345	
IN18	35+780	1.00x1.93	Scatolare	ferroviario	2.00x1.50x0.4	226.33	226.28	18.000	0.006	229.41	1.105	
IN19	36+016	STRADALE	Scatolare	stradali	2.00x2.00x0.5	223.84	223.70	12.000		226.51	0.240	
IN20	36+243	1.00x1.46	Scatolare	ferroviario	2.00x2.00x0.5	228.20	228.00	21.200	0.011	232.18	1.580	
IN23	36+835	---	Scatolare	ferroviario	3.00x4.00x0.5	233.53	233.32	18.400	0.012	240.65	2.725	
IN24	37+054	---	Scatolare	ferroviario	3.00x3.00x0.5	237.05	236.71	22.600	0.015	243.93	3.550	
IN25	37+767	---	Scatolare	ferroviario	3.00x3.00x0.5	241.95	241.55	44.900	0.009	252.27	7.020	
NV06	39+015	STRADALE	Scatolare	stradali	1.60x1.00x0.4	245.100				247.020	0.520	

Tabella 1: numerazione tombini idraulici

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche per i soli **tombini idraulici ferroviari a sezione circolare**.

Durante il calcolo è stato considerato uno scatolare con dimensioni interne nette 1.86x1.86 m. Lo spessore della soletta superiore è di 30 cm, lo spessore dei piedritti è 30 cm e del solettone di fondo è di 30 cm, come illustrato in figura. Per i dettagli delle carpenterie dei manufatti si rimanda agli elaborati specifici.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- ✓ Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- ✓ Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Corpo stradale, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- ✓ DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

TOMBINI IDRAULICI																					
Tipologico tombino circolare ferroviario	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	D	0	0	0	2	0	0	7
Tipologico tombino scatolare ferroviario	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	D	0	0	0	2	0	0	8
Tipologico tombino circolare stradale	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	D	0	0	0	2	0	0	9
Tombini ferroviari - Fasi costruttive 1/2 - Tombini con ricoprimento < 2.5m	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	0	0	0	0	0	0	1
Relazione di calcolo tombino circolare ferroviario	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	0	0	0	0	0	0	3
Relazione di calcolo tombino scatolare ferroviario - Opere definitive	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	0	0	0	0	0	0	4

4 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N	(Newton)	unità di forza
m	(metro)	unità di lunghezza
kg	(kilogrammo-massa)	unità di massa
s	(secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate

kN	(kiloNewton)	10^3 N
MN	(megaNewton)	10^6 N
kgf	(kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
cm	(centimetro)	10^{-2} m
mm	(millimetro)	10^{-3} m
Pa	(Pascal)	1 N/m ²
kPa	(kiloPascal)	10^3 N/m ²
MPa	(megaPascal)	10^6 N/m ²
N/m³	(peso specifico)	
g	(accelerazione di gravità)	~9.81 m/s ²

corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ	(gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ	(sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ	(tau)	tensione tangenziale	(N/mm ²)
ϵ	(epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
φ	(fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Dati generali

L'opera è in calcestruzzo cementizio armato.

Le caratteristiche dei materiali previsti dal progetto sono le seguenti:

- Calcestruzzo
Si prevede solo l'impiego di calcestruzzo gettato in opera.
- Armature lente in barre
Si utilizza acciaio tipo B450C.

5.2 Caratteristiche tecniche

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

CALCESTRUZZO STRUTTURE SCATOLARI C30/37

$R_{ck} =$	37	Mpa	Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica del calcestruzzo a 28 gg
$f_{ck} =$	30	Mpa	Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo a 28 gg
$f_{cm} =$	38	Mpa	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	2.9	Mpa	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
$f_{ctfm} =$	3.48		Valore medio della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo
$f_{ctk,0,05} =$	2.0	Mpa	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 5%)
$f_{ctk,0,95} =$	3.8	Mpa	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 95%)
$E_{cm,t0} =$	33000	Mpa	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo
$E_{cm,t\infty} =$		Mpa	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo atempo infinito
$\epsilon_{c1} =$	2.2	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu1} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$\epsilon_{c2} =$	2.0	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu2} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$n =$	2.00		
$\epsilon_{c3} =$	1.8	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu3} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo

Classe di esposizione **XA1**

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 003	B	10 di 66

Acciaio per ca

TIPO	B450 C	Mpa	Tipo di acciaio
$f_{yk} =$	450	Mpa	Tensione Caratteristica di Snervamento
$f_{tk} =$	540	Mpa	Tensione Caratteristica di Rottura
Verifiche agli SLU			
$\gamma_s =$	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio
$f_{yd} =$	391.30	Mpa	Resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio
Verifiche agli SLE			
$\sigma_s =$	360	Mpa	Massima tensione nel l'acciaio in Esercizio

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Criteri di progettazione tipologica

In accordo alla modellazione geotecnica effettuata lungo la tratta ferroviaria oggetto di studio, il terreno di fondazione su cui poggiano i tombini è classificabile come:

- Limo sabbioso debolmente argilloso (modelli geotecnici 1, 4 e 7);
- Depositi vulcanici debolmente addensato con inclusi litici eterogenei (modello geotecnico 2);
- limo sabbioso (modelli geotecnici 3 e 9);
- Sabbia limosa/limo sabbioso (modelli geotecnici 5 e 6);
- Limo argilloso mediamente addensato con sabbia (modello geotecnico 8).

Le unità geotecniche succitate presentano parametri molto simili per cui, nei calcoli strutturali e geotecnici, sarà possibile far riferimento ad una singola unità di terreno contraddistinta dai valori più sfavorevoli dei parametri geotecnici.

Nella seguente tabella sono riportati i parametri di tale unità e del ricoprimento (rilevato ferroviario):

Strato	Descrizione	Peso di volume γ [kN/m ³]	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	Modulo elastico Eu (MPa)
1	Ricoprimento	20.00	38.00	0.00	0.00	-	
2	Fondazione - Limo sabbioso	16.00	26.00	0.00	50	15.00	45

Ai fini del dimensionamento strutturale verrà svolto un calcolo per ogni sezione tipo considerando la situazione più sfavorevole anche per quanto riguarda i carichi (permanenti e accidentali) gravanti sulla struttura.

Nel caso in cui per la medesima tipologia di tombino si hanno ricoprimenti diversi, dovrà essere considerato:

- il carico permanente non strutturale (dovuto al peso del terreno e del rilevato) calcolato considerando il ricoprimento massimo, che rappresenta la situazione più svantaggiosa in quanto genera un carico verticale maggiore ed inoltre al ricoprimento massimo corrisponde un'azione inerziale maggiore;
- l'effetto dei carichi da traffico valutato per il valore di ricoprimento minimo in modo da massimizzare i suoi effetti sulla struttura.

TIPOLOGIA	B/ ϕ [m]	ricoprimento max [m]	ricoprimento min [m]
Tombini circolari	1.50	1.99	1.46

Ad ogni sezione corrisponde un modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento e la verifica dei tombini.

Nel presente documento, come accennato, si affronta il solo calcolo strutturale dei tombini idraulici ferroviari a sezione circolare tutti di diametro 1500.

7 CRITERI PROGETTUALI

7.1 Vita Nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽²⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione :

- 2) Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari, per cui si considera vita nominale **75 anni**.

7.2 Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il coefficiente d'uso è pari a: **1.00.**

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO					
	<i>Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN0000 003	REV. B

7.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U . Pertanto:

$$V_R = 75 \times 1.0 = \mathbf{75.0 \text{ anni}}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R è 712anni.

7.4 Valutazione dell'azione sismica

Le opere in oggetto sono progettate per una vita nominale $V_N = \mathbf{75 \text{ anni}}$ ed una classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = \mathbf{1.0}$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 712 anni.

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

$a_g \rightarrow$ accelerazione massima al sito;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Il tracciato oggetto di studio ha una lunghezza di circa 12 km. Dal punto di vista della caratterizzazione sismica è stato suddiviso in due tratte:

- Tratto 1: dalla pk 27 +769 alla pk 34+500
- Tratto 2: dalla pk 34+500 alla pk 39+497

All'interno dei tratti sono state individuate tre categorie di sottosuolo:

- Categoria di sottosuolo B a cui corrisponde un valore di S_s pari a 1.20
- Categoria di sottosuolo C a cui corrisponde un valore di S_s pari a 1.50
- Categoria di sottosuolo E a cui corrisponde un valore di S_s pari a 1.60

Per tutti i tipi tombino, a favore di sicurezza si decide di considerare la categoria di sottosuolo la quella E.

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale che specifica la caratterizzazione sismica di tutta la linea, il valore dell'accelerazione a_g risulta essere molto simile lungo tutta la tratta per cui, a vantaggio di sicurezza si sceglie di considerare nei modelli di calcolo il valore maggiore valutato in corrispondenza del comune di Anguillara Sabazia. E che risulta essere pari a:

$$a_g=0.074 \text{ g}$$

Per la categoria di sottosuolo la categoria E a cui è associato un valore di S_s pari a 1.60.

Utilizzando il foglio di calcolo del ministero si riporta di seguito la procedura per la valutazione dei parametri sismici che come precedentemente spiegato verrà considerata in corrispondenza del comune di Anguillara Sabazia per una categoria di sottosuolo E.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 12,29268
 LATITUDINE: 42,06703

Ricerca per comune
 REGIONE: Lazio
 PROVINCIA: Roma
 COMUNE: Anguillara Sabazia

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:
 superficie rigata

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

Figura 1: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito



Figura 2: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,038	2,654	0,252
SLD	75	0,044	2,669	0,276
SLV	712	0,074	2,941	0,351
SLC	1462	0,086	3,020	0,384

Figura 3: Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,074 g
F_0	2,941
T_C	0,351 s
S_S	1,800
C_C	1,747
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,800
η	1,000
T_B	0,205 s
T_C	0,814 s
T_D	1,898 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 $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0,000	0,119
0,205	0,350
0,814	0,350
0,875	0,319
0,738	0,292
0,797	0,270
0,859	0,250
0,920	0,234
0,981	0,219
1,042	0,206
1,103	0,195
1,164	0,185
1,225	0,178
1,286	0,167
1,348	0,160
1,409	0,153
1,470	0,146
1,531	0,140
1,592	0,135
1,653	0,130
1,714	0,125
1,775	0,121
1,837	0,117
1,898	0,113
1,998	0,102
2,098	0,093
2,198	0,084
2,298	0,077
2,398	0,071
2,498	0,065
2,599	0,060
2,699	0,056
2,799	0,052
2,899	0,049
2,999	0,045
3,099	0,042
3,199	0,040
3,299	0,037
3,399	0,035
3,499	0,033
3,600	0,031
3,700	0,030
3,800	0,028
3,900	0,027
4,000	0,026

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Figura 4: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera

utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura $q=1$.

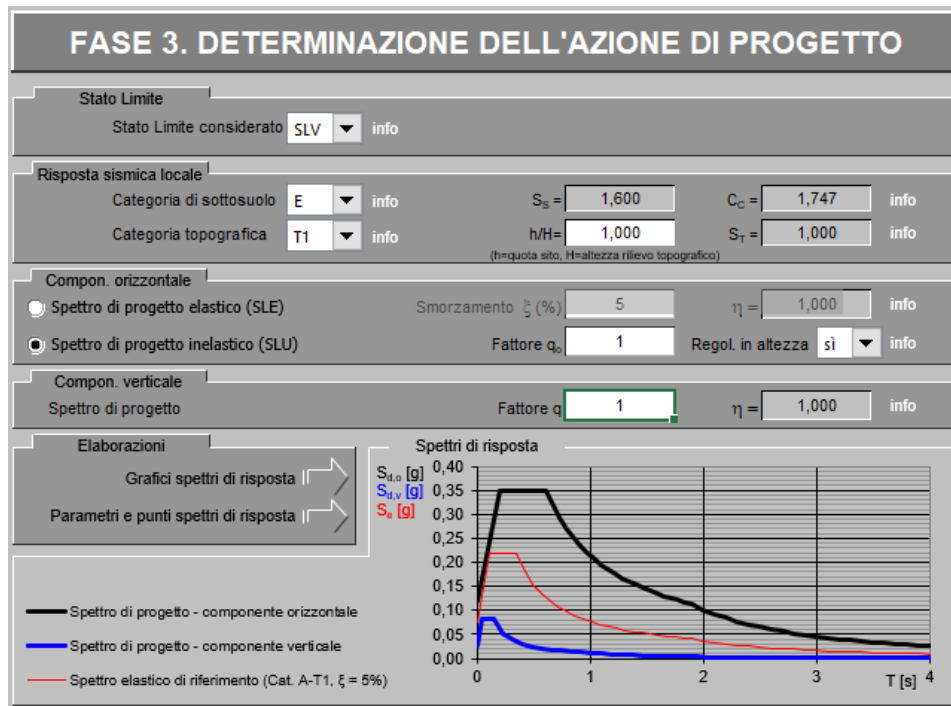


Figura 5: Determinazione dell'azione di progetto

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è calcolata con la teoria di **Wood**, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad $H/2$.

$$\Delta P_d = a_{\max} (\%g) \gamma H^2$$

Nelle analisi sismiche si assume il convoglio di progetto relativo ai carri con assi da 250 kN ed interasse costante ripartito al livello dell'asse della soletta superiore e incrementato del coefficiente di adattamento e del coefficiente dinamico.

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione ortogonale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

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

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

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

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

dove:

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

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

I coefficienti di amplificazione dei carichi 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.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

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

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

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

(7) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (da DM 17/01/2018)

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (punto 3.2.4 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

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

Tabella 1 – Riepilogo condizioni di carico

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Ferroviario Centrato	TRM
Carico Ferroviario Laterale	TRV
Sovraccarico accidentale sinistra	SAS
Sovraccarico accidentale destra	SAD
Traffico Stradale	TRAF
Ritiro	RIT
Variazione termica	ΔT
Avviamento e frenatura	AVV
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.

Tabella 2 - Combinazioni di carico

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	TRAF	AVV	E _H	E _V
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-								
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50									
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	-	-	-		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35								
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35								
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45	-	1.45	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45		1.45		
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45		1.45		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45		
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45		
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	0.30
n° 17 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	-0.30
n° 18 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	0.30
n° 19 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	1.25	-	1.25	-	-	1.25	-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20		0.20			0.20	1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	-	0.00	-	-	0.00	-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.80	-	0.80	-	-	0.80	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-

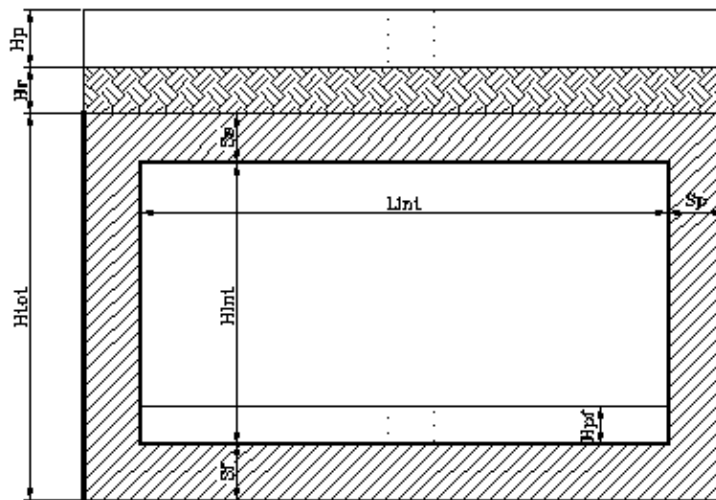
9 TOMBINO 1.86 X 1.86 M

9.1 Analisi dei carichi di progetto

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 1.86$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 1.86$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.30$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.30$ m e lo spessore della soletta di copertura è di $S_s = 0.30$ m.

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

9.1.1 Geometria



DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	L_{tot}	2.46	m
larghezza utile scatolare	L_{int}	1.86	m
larghezza interasse	L_a	2.16	m
spessore soletta superiore	S_s	0.30	m
spessore piedritti	S_p	0.30	m
spessore fondazione	S_f	0.30	m
altezza totale scatolare	H_{tot}	2.46	m
altezza libera scatolare	H_{int}	1.86	m
			m
spessore ballast	$H_{p_{sup}}$	0.80	m
ricoprimento	$H_{R_{sup}}$	1.19	m
spessore pacchetto interno	$H_{p_{inf}}$	0.00	m
spessore ricoprimento interno	$H_{R_{inf}}$	0.00	m

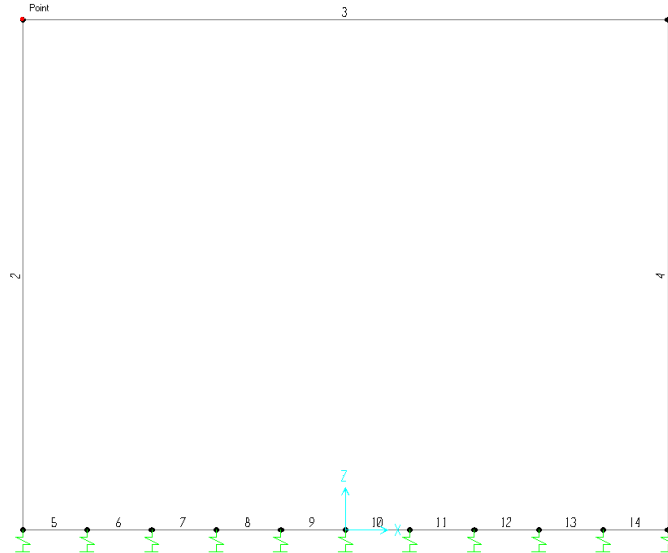
9.1.2 Modello di calcolo

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

Il modello considerato per l'analisi è quello di 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.



Numerazioni aste e nodi

9.2 Valutazione della rigidezza delle molle

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

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

$$k = \frac{0.65 E}{1 - \nu^2} * \sqrt[12]{\frac{E b^4}{(E_c J)_{fond}}}$$

dove:

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

$$\begin{aligned}
 E &= 15000 \text{ kN/m}^2 \\
 n &= 0.3 \\
 B &= 2.5 \text{ m} \\
 L &= 20.0 \text{ m} \\
 L/B &= 8.13 \\
 c_t &= 1.97 \\
 K_w &= 3398 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 3000 kN/m³.

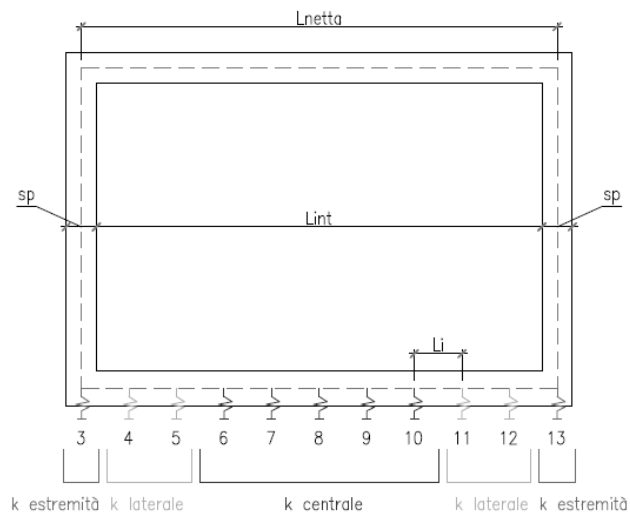
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di "linear spring" pari a $K = 3000 \text{ kN/mc}$ in funzione dell'interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10$ [m]

Molle centrali $k_1 = k * i$ [kN/m]

Molle intermedie $k_2 = 1.5 * k * i$ [kN/m]

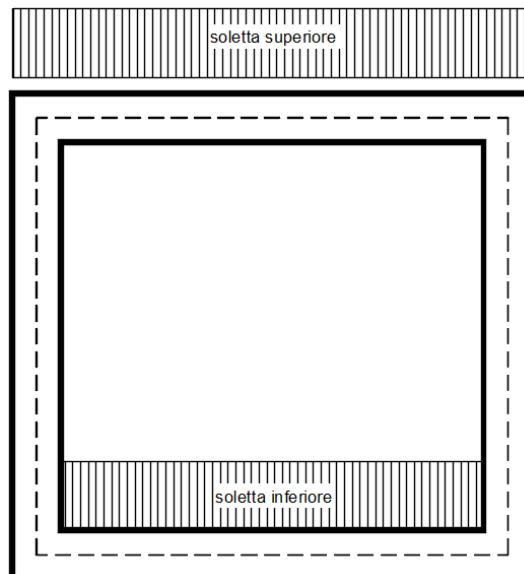
Molle laterali $k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$ [kN/m]



9.3 Analisi dei carichi

9.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	- Totale	7.50 kN/m
	- Peso Ballast	14.40 kN/m
	- Peso ricoprimento ... 119 cm	23.80 kN/m
	- Totale	38.20 kN/m
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	- Totale	7.50 kN/m
	- Peso pacchetto interno 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento interno	0.00 kN/m
	- Totale	0.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	- Totale	7.50 kN/m



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 5.73 kN.

9.3.2 Spinta in presenza di falda

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

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

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

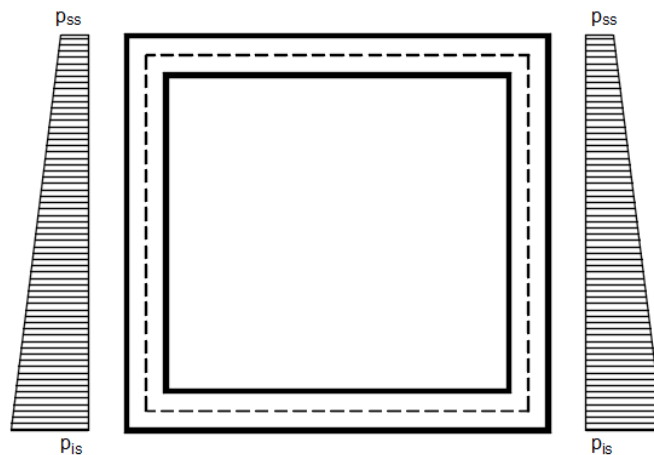
$$u = \gamma_w \cdot z$$

L'opera non è interessata dalla falda.

9.3.3 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\phi = 38^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza dello scatolare, utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\phi'$, per cui si ottiene un valore di $K_0 = 0.38$. Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_0 \cdot (H_r + H_{psup} + S_s/2) \cdot \gamma = 16.4 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 \cdot \gamma \cdot (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 33.1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



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 2.38 kN ed inferiore con valore pari a 5.04 kN.

9.3.4 Treni di carico

Treno di carico LM71

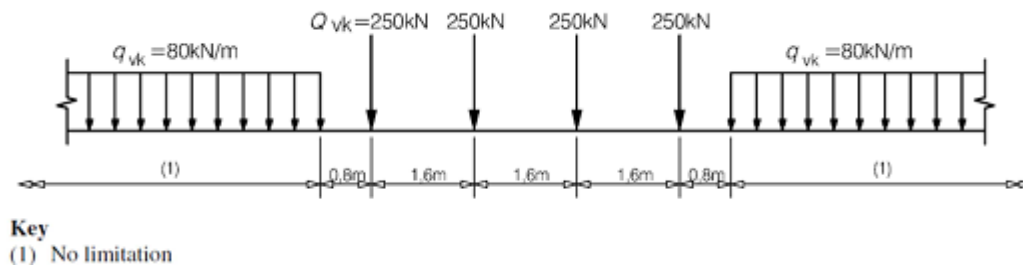


Fig. 1 –Load model 71 (al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003)

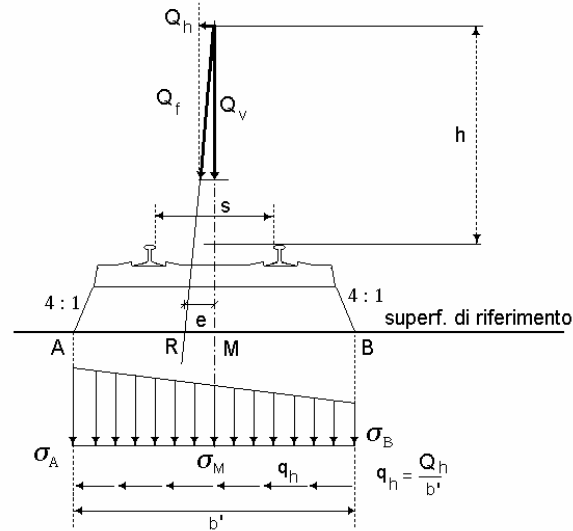
α = coefficiente di adattamento = 1.10

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” Considerando un ridotto standard manutentivo si ha (tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 punto 5.4):

$$\Phi_3 = 1.35$$

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

$$L_{\text{trassv}} = 2.4 + [0.35/4 + H_{\text{rsup}} \cdot \tan(38^\circ) + S_g/2] \cdot 2 = 3.91 \text{ m}$$



In senso longitudinale si è assunto che il carico si distribuisce su una lunghezza pari a $L_{long} = 6.31$ m.

Pertanto il carico ripartito dovuto ai treni LM 71 risulta:

- Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate

$$= 4 * 250 * 1.1 * \Phi_3 / (L_{trav} * L_{long}) = 60.28 \text{ kN/m}^2$$

- Carico ripartito prodotto dal carico distribuito (80 kN/m*2)

$$= 80 * 1.1 * \Phi_3 / L_{trav} = 30.41 \text{ kN/m}^2$$

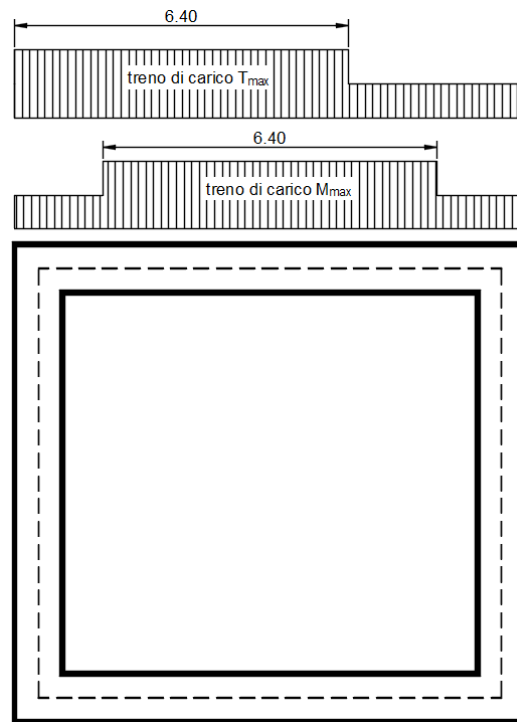
Treni di carico SW/2

$$Q_{sw/2} = 150 * 1.0 * \Phi_3 / L_{trav} = 51.84 \text{ kN/m}^2$$

Treni di carico SW/0

$$Q_{sw/0} = 133 * 1.1 * \Phi_3 / L_{trav} = 50.56 \text{ kN/m}^2$$

Le distribuzioni del sovraccarico ferroviario considerate al di sopra della copertura, sono quelle in grado di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti, per la dimensione dell'opera le due condizioni sono coincidenti.



Per tenere in conto i carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 9.04 kN.

9.3.5 Spinta del terreno indotta dai treni di carico

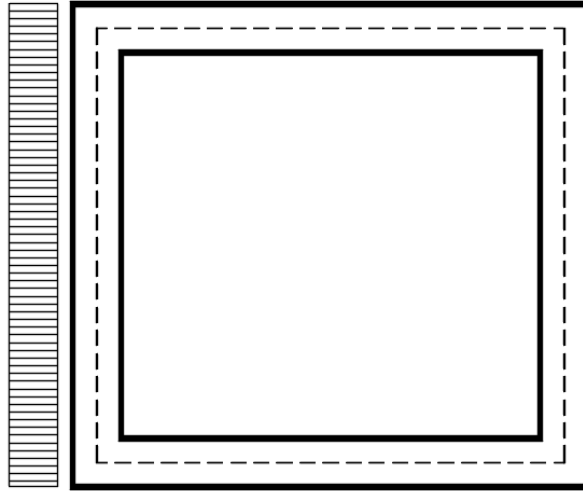
Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 38^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\varphi$, per cui si ottiene un valore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

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

$$q * K_0 = 18.84 \text{ kN/m}^2$$

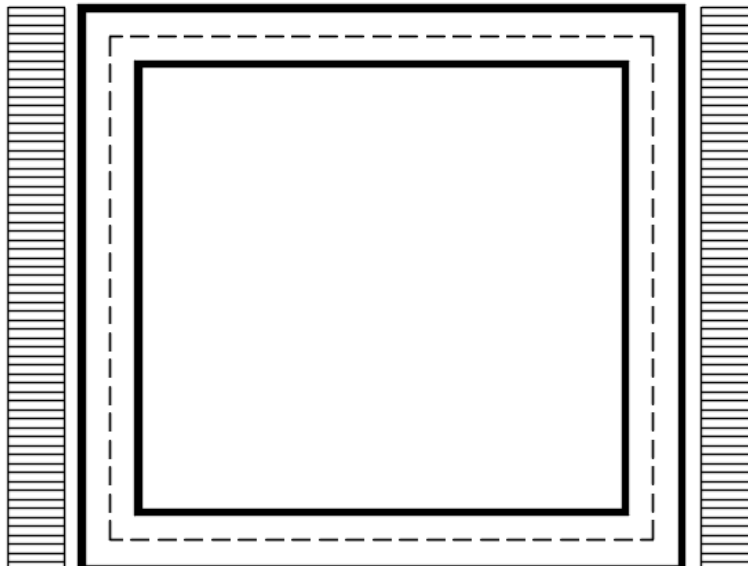
La spinta del terreno viene analizzata in due diverse condizioni

- Spinta sul piedritto sinistro



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 2.83 kN ed inferiore con valore pari a 2.83 kN.

b) Spinta su entrambi i piedritti



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 2.83 kN ed inferiore con valore pari a 2.83 kN.

9.3.6 Avviamento e frenatura

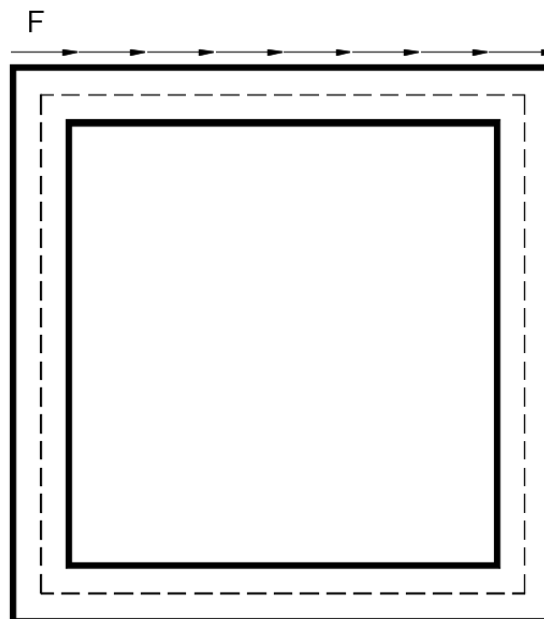
avviamento: $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} * L[m] < 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71 e SW/0 e SW/2

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

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

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

$$F = \alpha \cdot Q_{lak} / L_{trasv} = 7.7 \text{ kN/m}$$



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 1.15 kN.

9.3.7 Serpeggio e centrifuga

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

9.3.8 Ritiro differenziale della soletta di copertura

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	34 di 66

ClS a t=0

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

Tempo e ambiente

t_s	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t_0	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
t	=	25550	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	600	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	300000	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 EC_t a tempo "t"

$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$	1.982	
$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$	131.52	coeff nominale di viscosità
$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$	1.271	coeff che tiene conto dell'umidità
$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.932	coeff per la resistenza del cls
$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.980	coeff per la resistenza del cls
$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$	2.700	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)

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	35 di 66

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

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{1.8}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 = 1382.5 \quad \text{coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

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

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

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

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000345 \quad \text{deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000293 \quad \text{deformazioni al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.977507$$

$$K_b = 0.7 \quad \text{parametro che dipende da } h_0 \text{ secondo il prospetto seguente}$$

Valori di k_b

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

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

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

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

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

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

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

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

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

Variatione termica equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.55 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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

9.3.9 Azione Termica

Si applica ai piedritti ed alla soletta superiore una variazione termica di +/-15°C.

9.3.10 Azione sismica inerziale

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

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

$k_v = \pm 0.5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 75$ anni ed una II classe d'uso $C_u = 1$; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_u = 75$ anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a $a_g = 0.074$ 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 F_o si ottiene:

$S_s = 1.600$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.600 * 1 * 0.074 \text{ g} = 0.118 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.118$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.059$$

Sisma orizzontale

$F_{\text{sis}} = a_{\max} * \gamma * (H_{\text{tot}})$	=	5.83	kN/m	(carico applicato sulla parete)
$F_{\text{inp}} = \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m}$	=	0.89	kN/m	(inerzia piedritti)
Totale	=	6.71	kN/m	(piedritto sx)
Totale	=	0.89	kN/m	(piedritto dx)
$F_Q = \alpha * Q_v * 0.2 * 1\text{m}$	=	1.16	kN/m	(inerzia treno)
$F_{\text{inr}} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1\text{m}$	=	4.52	kN/m	(inerzia ballast + ricoprimento)
$F_{\text{ins}} = \alpha * S_s * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m}$	=	0.89	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale	=	6.57	kN/m	(soletta superiore)

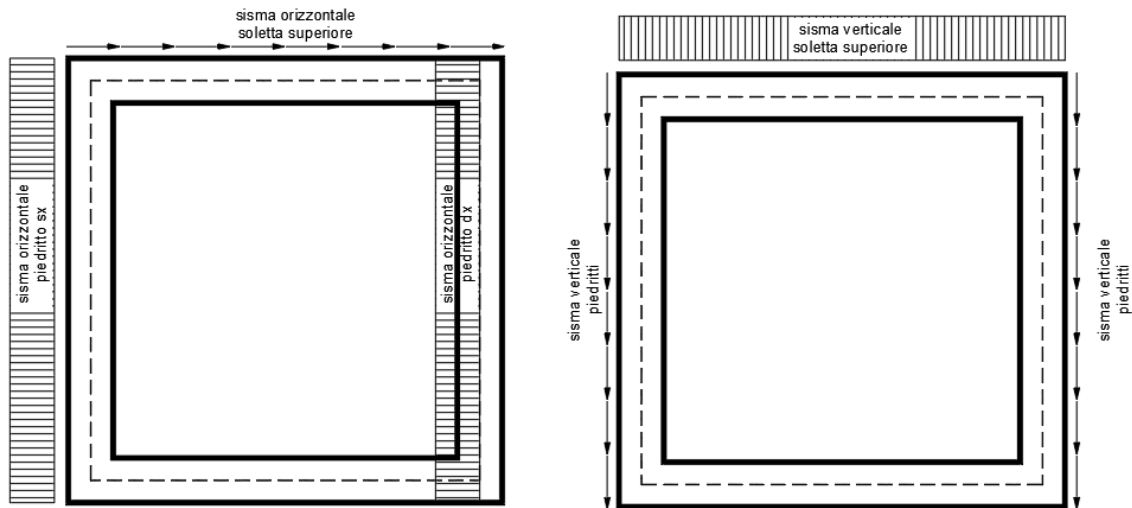
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 1.01 kN ed inferiore con valore pari a 1.01 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.13 kN ed inferiore con valore pari a 0.13 kN.

Sisma verticale

$F_{\text{inp}} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m}$	=	0.44	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_Q = 0.5 * \alpha * Q_v * 0.2 * 1\text{m}$	=	0.58	kN/m	(inerzia treno)
$F_{\text{inr}} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1\text{m}$	=	2.26	kN/m	(inerzia ballast + ricoprimento)
$F_{\text{ins}} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m}$	=	0.44	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale	=	3.29	kN/m	(soletta superiore)

Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 0.49 kN.

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



9.3.11 Spinta sismica terreno

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

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) * \gamma * H_{\text{tot}}^2 = 14.33 \text{ kN/m}$$

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

9.4 Diagrammi delle sollecitazioni

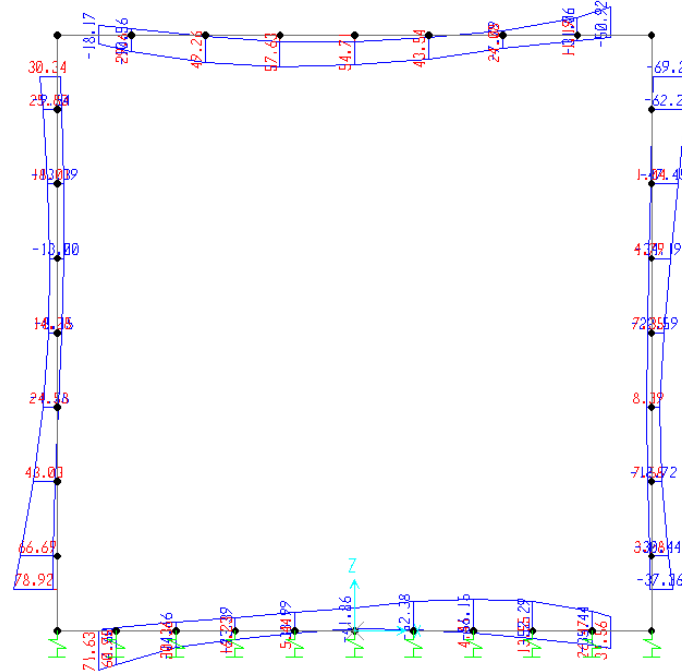


Fig. 2 – Involucro momenti flettenti SLU

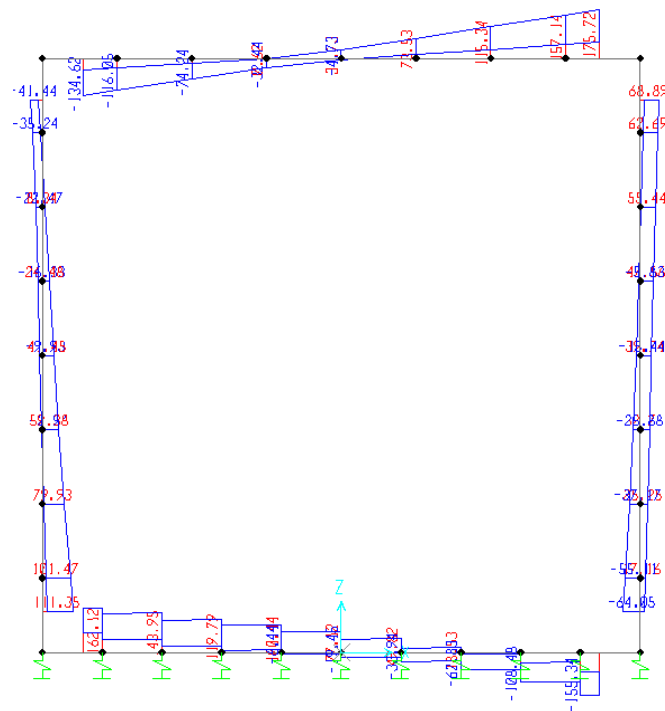


Fig. 3 – Involucro sforzi taglianti SLU

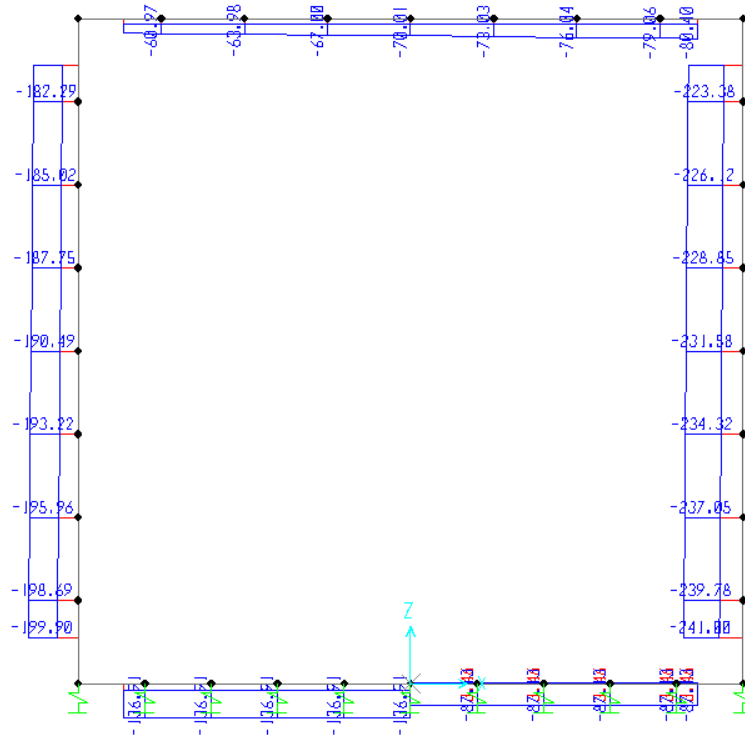


Fig. 4 – Involuppo azioni assiali SLU

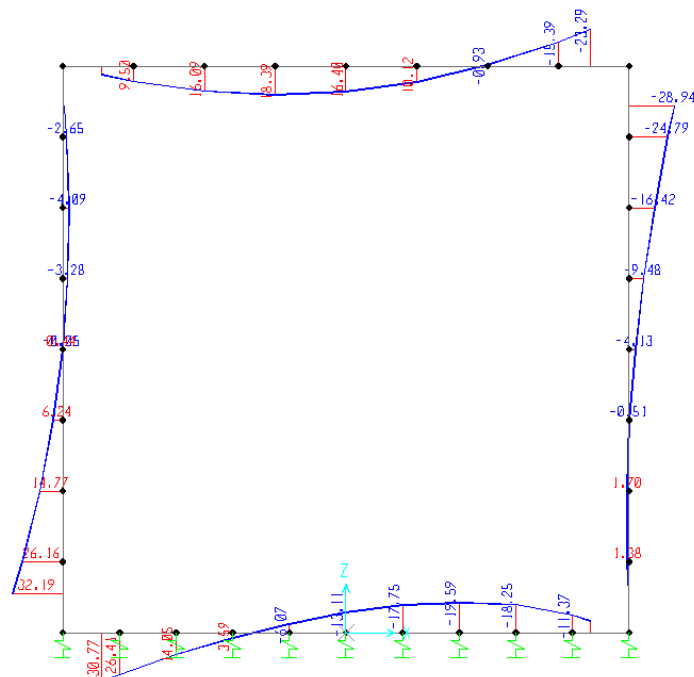


Fig. 5 – Involuppo momenti flettenti SLV

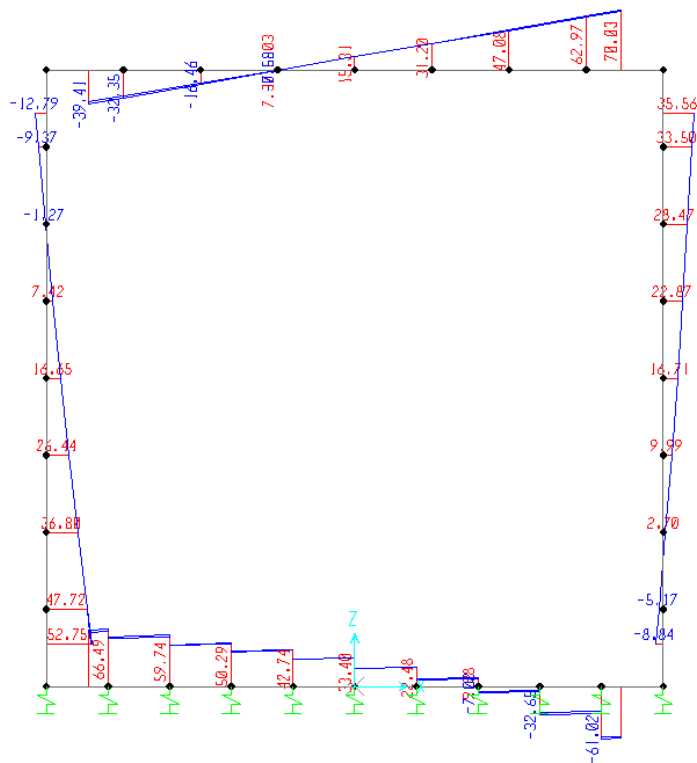


Fig. 6 – Involuppo sforzi taglianti SLV

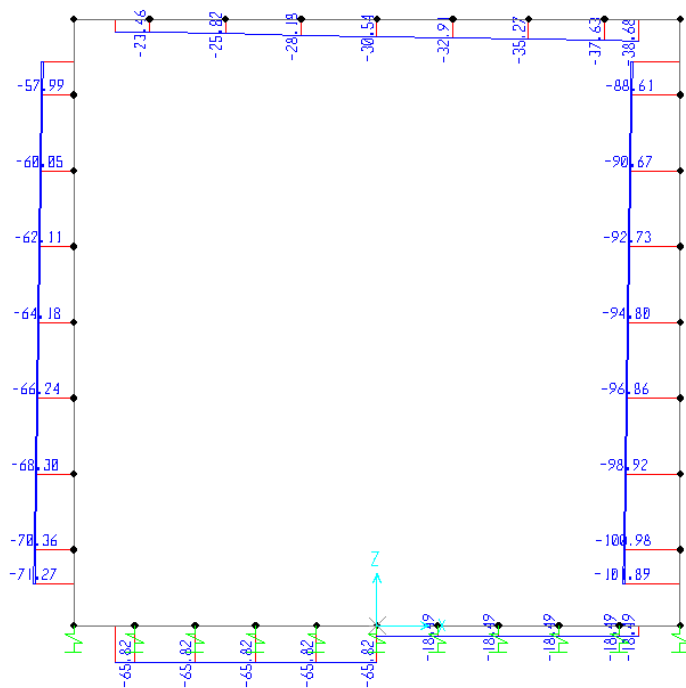


Fig. 7 – Involuppo azioni assiali SLV

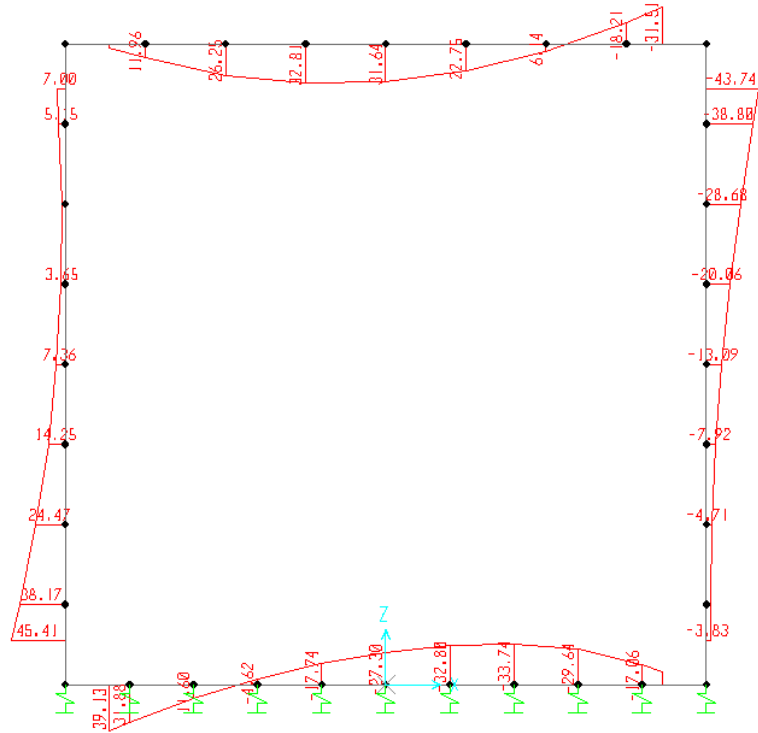


Fig. 8 – Inviluppo momenti flettenti SLE rara

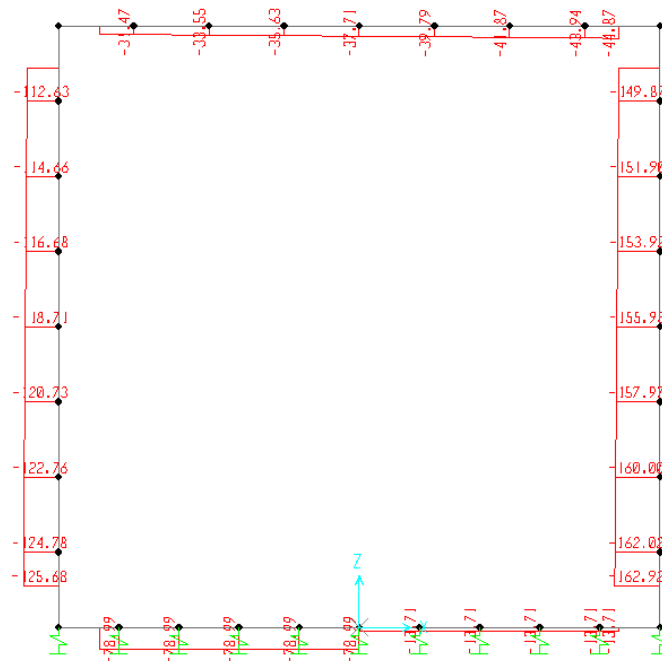


Fig. 9 – Inviluppo azioni assiali SLE rara

9.5 Verifica delle sezioni in c.a.

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

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido.

SLU STR-SLV				
Elemento strutturale	C.C. M _{max}	N (kN)	M _{max} (kNm)	I _{max} (kN)
soletta inferiore	SLU14-STR2	129.48	71.63	162.12
	SLU14-STR	-3.46	-56.15	-
soletta superiore	SLU13-STR	68.79	-50.92	175.72
	SLU14-STR2	39.77	57.63	-
piedritti	SLU11-STR2	68.06	-13.39	111.35
	SLU14-STR2	177.54	78.92	111.35
	SLU14-STR	222.17	69.21	68.89
	SLU10-STR	109.18	-8.39	68.89

Elemento strutturale	SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	N (kN)	M _{max} (kNm)	ID Asta	N (kN)	M _{max} (kNm)	ID Asta	N (kN)	M _{max} (kNm)
soletta inferiore	84.22	44.78	soletta inferiore	75.20	38.39	soletta inferiore	49.45	20.64
	13.71	-33.74		18.62	-27.84		32.03	-13.68
soletta superiore	44.87	-31.51	soletta superiore	40.42	-26.23	soletta superiore	28.39	-11.80
	30.40	38.45		28.68	33.54		22.60	21.34
piedritti	114.66	0.14	piedritti	103.55	0.75	piedritti	72.27	1.24
	125.68	50.28		114.58	43.36		81.27	23.83
	148.97	43.74		130.42	36.83		74.76	17.28
	162.02	3.61		141.45	5.01		83.76	3.45

9.5.1 Verifica soletta inferiore

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	44 di 66

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1^* \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1^* \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	14
2	-42.0	22.0	14
3	42.0	22.0	14
4	42.0	8.0	14

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
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 003	B	45 di 66

Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	129.48	71.63	162.12
2	-3.46	-56.15	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	84.22	44.78	0.00
2	13.71	-33.74	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	75.20	38.39 (52.81)	0.00 (0.00)
2	18.62	-27.84 (-49.45)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	49.45	20.64 (54.05)	0.00 (0.00)
2	32.03	-13.68 (-53.89)	0.00 (0.00)

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 Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
--------	-----	---	----	-------	--------	----------	-----------

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	46 di 66

1	S	129.48	71.63	129.57	141.64	1.98	30.8(9.0)
2	S	-3.46	-56.15	-3.21	-130.97	2.33	30.8(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys 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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	30.0	-0.00064	-42.0	22.0	-0.00789	-42.0	8.0
2	0.00350	-50.0	0.0	-0.00090	-42.0	8.0	-0.00860	42.0	22.0

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	0.000517548	-0.012026449	----	----
2	0.000000000	-0.000549919	0.003500000	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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 conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
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 conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /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.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	162.12	579.90	210.84	27.3 19.3	100.0	2.500	1.025	8.6	11.2(0.0)
2	S	0.00	826.80	85.03	27.5 19.5	100.0	1.000	1.000	0.0	11.2(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
-----	--

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	47 di 66

Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.65	-50.0	30.0	-121.3	-42.0	8.0	895	15.4
2	S	4.33	-50.0	0.0	-108.6	32.7	22.0	945	15.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00098	0	0.500	14.0	73	0.00036 (0.00036)	387	0.141 (0.20)	52.59	0.00
2	S	-0.00086	0	0.500	14.0	73	0.00033 (0.00033)	394	0.129 (0.20)	-48.82	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.84	-50.0	30.0	-103.0	-42.0	8.0	895	15.4
2	S	3.56	-50.0	0.0	-87.1	32.7	22.0	945	15.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00083	0	0.500	14.0	73	0.00031 (0.00031)	387	0.119 (0.20)	52.81	0.00
2	S	-0.00069	0	0.500	14.0	73	0.00026 (0.00026)	394	0.103 (0.20)	-49.45	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.59	-50.0	30.0	-52.3	-42.0	8.0	895	15.4
2	S	1.72	-50.0	0.0	-34.9	32.7	22.0	895	15.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	48 di 66

1	S	-0.00043	0	0.500	14.0	73	0.00016 (0.00016)	387	0.061 (0.20)	54.05	0.00
2	S	-0.00028	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	387	0.040 (0.20)	-53.89	0.00

Si adottano spille $10\varnothing 12/m^2$

9.5.2 Verifica soletta superiore

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-42.0	8.0	14

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	49 di 66

2	-42.0	22.0	14
3	42.0	22.0	14
4	42.0	8.0	14

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
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14

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.	N	Mx	Vy
1	68.79	-50.92	175.72
2	39.77	57.63	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	44.87	-31.51	0.00
2	30.40	38.45	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	40.42	-26.23 (-51.67)	0.00 (0.00)
2	28.68	33.54 (49.91)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 003	B	50 di 66

1	28.39	-11.80 (-54.08)	0.00 (0.00)
2	22.60	21.34 (50.42)	0.00 (0.00)

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 Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	68.79	-50.92	69.05	-136.79	2.69	30.8(9.0)
2	S	39.77	57.63	39.86	134.44	2.33	30.8(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione 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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	-0.00076	-42.0	8.0	-0.00821	42.0	22.0
2	0.00350	-50.0	30.0	-0.00082	-42.0	22.0	-0.00837	-42.0	8.0

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	-0.000532452	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000539572	-0.012687149	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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 conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	51 di 66

bw I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro
Ctg E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Acw Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Ast Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
A.Eff 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.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	175.72	575.42	224.12	27.4 19.4	100.0	2.500	1.013	9.3	11.8(0.0)
2	S	0.00	831.16	89.81	27.4 19.4	100.0	1.000	1.008	0.0	11.8(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.00	-50.0	0.0	-90.3	32.7	22.0	895	15.4
2	S	4.92	-50.0	30.0	-118.6	-42.0	8.0	945	15.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00072	0	0.500	14.0	73	0.00027 (0.00027)	387	0.105 (0.20)	-51.36	0.00
2	S	-0.00094	0	0.500	14.0	73	0.00036 (0.00036)	394	0.140 (0.20)	49.75	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.32	-50.0	0.0	-74.1	32.7	22.0	895	15.4

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	52 di 66

2 S 4.28 -50.0 30.0 -102.7 -42.0 8.0 945 15.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00060	0	0.500	14.0	73	0.00022 (0.00022)	387	0.086 (0.20)	-51.67	0.00
2	S	-0.00082	0	0.500	14.0	73	0.00031 (0.00031)	394	0.122 (0.20)	49.91	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.48	-50.0	0.0	-29.9	32.7	22.0	895	15.4
2	S	2.72	-50.0	30.0	-63.9	-42.0	8.0	895	15.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00024	0	0.500	14.0	73	0.00009 (0.00009)	387	0.035 (0.20)	-54.08	0.00
2	S	-0.00051	0	0.500	14.0	73	0.00019 (0.00019)	387	0.074 (0.20)	50.42	0.00

Si adottano spille 11Ø12/mq

9.5.3 Verifica piedritti

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	14
2	-42.0	22.0	14
3	42.0	22.0	14
4	42.0	8.0	14

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
1	2	3	3	14
2	1	4	8	14

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.	N	Mx	Vy
1	68.06	-13.39	111.35
2	177.54	78.92	111.35
3	222.17	69.21	68.89
4	109.18	-8.39	68.89

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	54 di 66

1	114.66	0.14	0.00
2	125.68	50.28	0.00
3	148.97	43.74	0.00
4	162.02	3.61	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	103.55	0.75 (-51.67)	0.00 (0.00)
2	114.58	43.36 (54.17)	0.00 (0.00)
3	130.42	36.83 (56.88)	0.00 (0.00)
4	141.45	5.01 (0.00)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	72.27	1.24 (-54.08)	0.00 (0.00)
2	81.27	23.83 (56.47)	0.00 (0.00)
3	74.76	17.28 (59.49)	0.00 (0.00)
4	83.76	3.45 (0.00)	0.00 (0.00)

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 Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	68.06	-13.39	68.28	-91.28	6.92	23.1(9.0)
2	S	177.54	78.92	177.32	144.24	1.82	23.1(9.0)
3	S	222.17	69.21	222.12	148.03	2.13	23.1(9.0)
4	S	109.18	-8.39	109.15	-94.62	11.77	23.1(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	55 di 66

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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	-0.00137	-42.0	8.0	-0.00988	42.0	22.0
2	0.00350	-50.0	30.0	-0.00078	-42.0	22.0	-0.00828	-42.0	8.0
3	0.00350	-50.0	30.0	-0.00066	-42.0	22.0	-0.00793	-42.0	8.0
4	0.00350	-50.0	0.0	-0.00128	-42.0	8.0	-0.00965	42.0	22.0

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	-0.000608205	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000535490	-0.012564692	----	----
3	0.000000000	0.000519542	-0.012086254	----	----
4	0.000000000	-0.000597952	0.003500000	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = Vy ortogonale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 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 conglomerato
 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.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	111.35	585.06	130.89	27.7 19.7	100.0	2.500	1.013	5.8	6.8(0.0)
2	S	111.35	587.98	128.82	27.4 19.4	100.0	2.500	1.035	5.9	6.8(0.0)
3	S	68.89	590.50	128.28	27.3 19.3	100.0	2.500	1.044	3.6	6.8(0.0)
4	S	68.89	588.54	130.63	27.7 19.7	100.0	2.500	1.021	3.6	6.8(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 003	B	56 di 66

Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.37	-50.0	30.0	5.0	-23.3	8.0	---	---
2	S	6.38	-50.0	30.0	-124.4	-42.0	8.0	895	15.4
3	S	5.49	-50.0	30.0	-94.7	-42.0	8.0	845	15.4
4	S	0.74	-50.0	30.0	5.6	-42.0	8.0	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00072	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-51.36	0.00
2	S	-0.00102	0	0.500	14.0	73	0.00037 (0.00037)	387	0.144 (0.20)	53.76	0.00
3	S	-0.00080	0	0.500	14.0	73	0.00028 (0.00028)	379	0.108 (0.20)	56.46	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.37	-50.0	30.0	4.2	-4.7	8.0	---	---
2	S	5.49	-50.0	30.0	-105.1	-42.0	8.0	845	15.4
3	S	4.62	-50.0	30.0	-78.1	-42.0	8.0	845	15.4
4	S	0.76	-50.0	30.0	4.1	-42.0	8.0	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

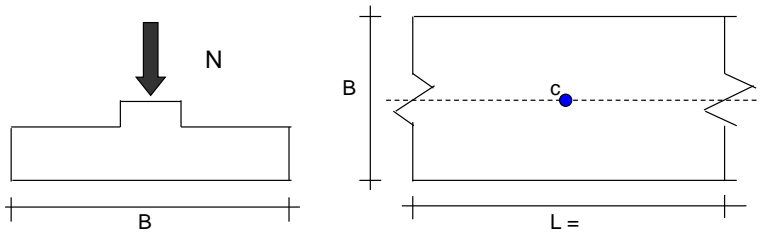
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00060	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-51.67	0.00
2	S	-0.00087	0	0.500	14.0	73	0.00032 (0.00032)	379	0.119 (0.20)	54.17	0.00
3	S	-0.00066	0	0.500	14.0	73	0.00023 (0.00023)	379	0.089 (0.20)	56.88	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha \cdot \text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha \cdot \text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (\nu\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 2.46 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 158.77 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 64.54 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 1 (-) (numero strati) (massimo 6)

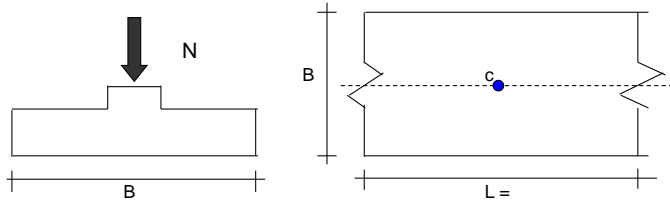
Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1		8.00	0.0	8.0	1.0	15000	0.30	1.34
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 1.34 \text{ (cm)}$$

9.7 Verifica dei cedimenti a breve termine

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z = (2q/\pi) * (\alpha + \sin\alpha \cos\alpha)$$

$$\Delta\sigma_x = (2q/\pi) * (\alpha - \sin\alpha \cos\alpha)$$

$$\Delta\sigma_y = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_z - v(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \Delta z) / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 2.46 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 158.77 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 64.54 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 1 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1		8.00	0.0	8.0	1.0	45000	0.30	0.45
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 0.45 \text{ (cm)}$$

Per l'andamento dei cedimenti nel tempo vedasi "Relazione di Calcolo Rilevati ferroviari" NR1J01D29CLGE0005001B.

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	60 di 66

9.8 Verifica di portanza

Peso	2.46	x	2.46 =	6.05 mq				
	1.86	x	1.86 =	-3.46 mq				
				<u>2.59 mq</u>				
				Peso	64.8 kN	x	γ 1.35	SLU 87.48 kN
Ballast	0.8	x	2.46 x	18	35.424 kN	x	1.5	53.14 kN
Ricoprimento	1.19	x	2.46 x	20	<u>58.548 kN</u>	x	1.35	<u>79.04 kN</u>
					93.972 kN			132.18 kN
Treno	60.28	x	2.46		148.29 kN	x	1.45	<u>215.02 kN</u> 434.67 kN

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

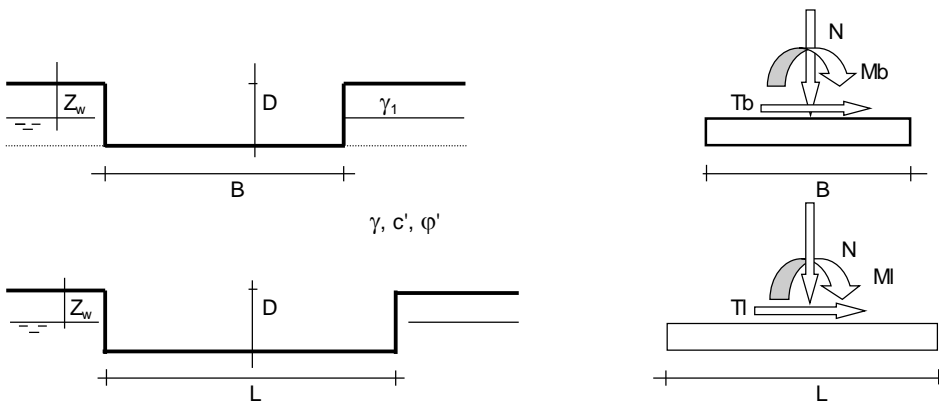
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.46 (m)
L = 1.00 (m)
D = 4.45 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	434.67		434.67
Mb [kNm]	0.00		0.00
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 16.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 16.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 26.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 25.00$ (m)

$e_b = 0.00$ (m)
 $e_l = 0.00$ (m)

$B^* = 2.46$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 71.20$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 16.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 11.85$

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

$N_c = 22.25$

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

$N_\gamma = 12.54$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$s_c = 1.22$

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

$s_q = 1.20$

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

$s_\gamma = 0.84$

i_b, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.71$ $\theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00$ (°)

$m_\gamma = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.29$ $m = 1.71$ (-)

$i_b = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$ ($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_\gamma \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

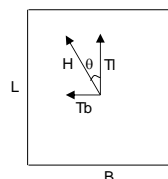
$i_b = 1.00$

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

$i_c = 1.00$

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

$i_\gamma = 1.00$



Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	63 di 66

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

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

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

$$d_q = 1.42$$

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

$$d_c = 1.45$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1515.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 176.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 658.86 \geq q = 176.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

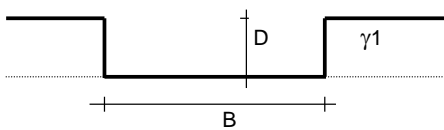
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

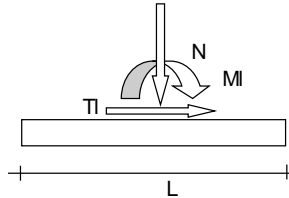
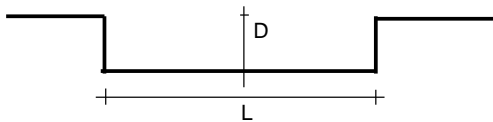
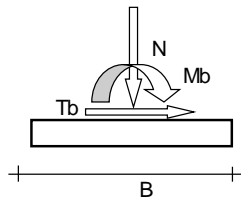
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo					
A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
A2+M2+R2	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
SISMA	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



γ, c_u



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 2.46 (m)
L = 1.00 (m)
D = 4.45 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	434.67	0.00	434.67
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 16.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 16.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 2.46 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 71.20 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.08$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.71$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.29$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

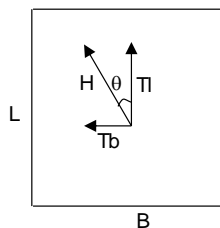
$$m = 1.71$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e

$m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 003	B	66 di 66

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 499.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 176.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 217.01 \geq q = 176.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$