

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO

TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE

Tombini idraulici scatolari stradali

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL IN0000 007 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. Archini Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Provincia di Roma n. 15592/2014
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: NR1J01D29CLIN0000007B.DOC

n. Elab.: 281

INDICE

1	PREMESSA	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
4	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.1	DATI GENERALI.....	11
5.2	CARATTERISTICHE TECNICHE.....	11
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	13
6.1	CRITERI DI PROGETTAZIONE TIPOLOGICA.....	13
7	CRITERI PROGETTUALI	14
7.1	VITA NOMINALE	14
7.2	CLASSE D'USO	14
7.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	15
o	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	15
8	COMBINAZIONI DI CARICO	20
8.1	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	21
9	TOMBINO TIPO 1: 4.00 X 2.70.....	26
9.1	GEOMETRIA	26
9.2	MODELLO DI CALCOLO	27
9.3	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE	28
9.4	ANALISI DEI CARICHI	29
9.4.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i>	<i>29</i>
9.4.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i>	<i>30</i>
9.4.3	<i>Ripartizione dei carichi mobili verticali.....</i>	<i>31</i>

9.4.4	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i>	32
9.4.5	<i>Frenatura</i>	34
9.4.6	<i>Variatione termica</i>	34
9.4.7	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i>	35
9.4.8	<i>Azione sismica inerziale</i>	37
9.4.9	<i>Spinta sismica terreno</i>	39
9.5	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	40
9.6	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	44
9.6.1	<i>Verifica soletta inferiore</i>	44
9.6.2	<i>Verifica soletta superiore</i>	49
9.6.3	<i>Verifica piedritti</i>	53
9.6.4	<i>Tabella riassuntiva armature</i>	58
9.7	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE	58
9.8	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE	60
9.9	VERIFICA DI PORTANZA	61
10	TOMBINO TIPO 2: 3.00 X 2.00.....	68
10.1	GEOMETRIA	68
10.2	MODELLO DI CALCOLO	69
10.3	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE	70
10.4	ANALISI DEI CARICHI	71
10.4.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i>	71
10.4.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i>	72
10.4.3	<i>Ripartizione dei carichi mobili verticali</i>	73
10.4.4	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i>	74
10.4.5	<i>Frenatura</i>	76
10.4.6	<i>Variatione termica</i>	76

10.4.7	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i>	77
10.4.8	<i>Azione sismica inerziale</i>	79
10.4.9	<i>Spinta sismica terreno</i>	81
10.5	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	82
10.6	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	86
10.6.1	<i>Verifica soletta inferiore</i>	86
10.6.2	<i>Verifica soletta superiore</i>	91
10.6.3	<i>Verifica piedritti</i>	95
10.6.4	<i>Tabella riassuntiva armature</i>	100
10.7	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE	100
10.8	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE	102
10.9	VERIFICA DI PORTANZA	103
11	TOMBINO TIPO 3: 2.00 X 2.00.....	110
11.1	GEOMETRIA	110
11.2	MODELLO DI CALCOLO	111
11.3	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE	112
11.4	ANALISI DEI CARICHI	113
11.4.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i>	113
11.4.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i>	114
11.4.3	<i>Ripartizione dei carichi mobili verticali</i>	115
11.4.4	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i>	116
11.4.5	<i>Frenatura</i>	118
11.4.6	<i>Variatione termica</i>	118
11.4.7	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i>	119
11.4.8	<i>Azione sismica inerziale</i>	121
11.4.9	<i>Spinta sismica terreno</i>	123

11.5	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	124
11.6	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	128
11.6.1	<i>Verifica soletta inferiore</i>	128
11.6.2	<i>Verifica soletta superiore</i>	133
11.6.3	<i>Verifica piedritti</i>	137
11.6.4	<i>Tabella riassuntiva armature</i>	142
11.7	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE	143
11.8	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE	145
11.9	VERIFICA DI PORTANZA	146
12	TOMBINO TIPO 4: 1.60 X 1.00.....	153
12.1	GEOMETRIA	153
12.2	MODELLO DI CALCOLO	154
12.3	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE	155
12.4	ANALISI DEI CARICHI	156
12.4.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i>	156
12.4.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i>	157
12.4.3	<i>Ripartizione dei carichi mobili verticali</i>	158
12.4.4	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i>	159
12.4.5	<i>Frenatura</i>	161
12.4.6	<i>Variazione termica</i>	161
12.4.7	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i>	162
12.4.8	<i>Azione sismica inerziale</i>	164
12.4.9	<i>Spinta sismica terreno</i>	166
12.5	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	167
12.6	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	171
12.6.1	<i>Verifica soletta inferiore</i>	171

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	6 di 195

12.6.2	Verifica soletta superiore	176
12.6.3	Verifica piedritti	180
12.6.4	Tabella riassuntiva armature	185
12.7	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE	185
12.8	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE	187
12.9	VERIFICA DI PORTANZA	188

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
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 scatoari.

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»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., «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.

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	A
Tipologico tombino scatolare stradale	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	D	0	0	0	2	0	1	0	A
Tombini stradali - Fasi costruttive	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	0	0	0	0	0	0	3	A
Relazione di calcolo tombino circolare stradale	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	0	0	0	0	0	0	6	A
Relazione di calcolo tombino scatolare stradale	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	0	0	0	0	0	0	7	A

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
$f_{cm} =$		Mpa	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
$f_{ctm} =$		Mpa	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
$f_{ctfm} =$			Valore medio della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo
$f_{ctk,0,05} =$		Mpa	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 5%)
$f_{ctk,0,95} =$		Mpa	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 95%)
$E_{cm,t0} =$		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

Acciaio per ca

TIPO **B450 C** **Mpa** Tipo di acciaio

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	12 di 195

$f_{yk} =$	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 stradale):

Strato	Descrizione	Peso di volume γ [kN/m ³]	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)
1	Ricoprimento	20.00	35.00	0.00	0.00	-
2	Fondazione - Limo sabbioso	16.00	26.00	0.00	0.00	15.00

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

sezione tipo n°	TIPOLOGIA	B [m]	H [m]	ricoprimento [m]
1	Tombino rettangolare	4.00	2.70	0.31
2	Tombino rettangolare	3.00	2.00	0.82
3	Tombino rettangolare	2.00	2.00	0.24
4	Tombino rettangolare	1.60	1.00	0.40

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 scatolari.

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:

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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.**

7.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

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

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 = 712 anni.

o Valutazione dell'azione sismica

Le opere in oggetto sono progettate per una vita nominale **V_N = 75 anni** ed una classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso **C_U = 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, F₀, T*_c.

a_g → accelerazione massima al sito;

F₀ → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → 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 di linea che indica 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

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta



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".

Nodi del reticolo intorno al sito



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_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.050	2.710	0.293
SLD	201	0.056	2.784	0.312
SLV	1898	0.090	3.046	0.398
SLC	2475	0.095	3.072	0.413

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 SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.090 g
F_s	3.046
T_c	0.398 s
S_s	1.600
C_c	1.663
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.221 s
T_C	0.662 s
T_D	1.960 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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]	Se [g]
	0.000	0.144
T_B	0.221	0.439
T_C	0.662	0.439
	0.723	0.402
	0.785	0.370
	0.847	0.343
	0.909	0.320
	0.971	0.299
	1.033	0.281
	1.095	0.265
	1.156	0.251
	1.218	0.238
	1.280	0.227
	1.342	0.216
	1.404	0.207
	1.466	0.198
	1.527	0.190
	1.589	0.183
	1.651	0.176
	1.713	0.170
	1.775	0.164
	1.837	0.158
	1.899	0.153
T_D	1.960	0.148
	2.058	0.135
	2.155	0.123
	2.252	0.112
	2.349	0.103
	2.446	0.095
	2.543	0.088
	2.640	0.082
	2.737	0.076
	2.835	0.071
	2.932	0.066
	3.029	0.062
	3.126	0.058
	3.223	0.055
	3.320	0.052
	3.417	0.049
	3.514	0.046
	3.612	0.044
	3.709	0.041
	3.806	0.039
	3.903	0.037
	4.000	0.036

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 $q=1$.

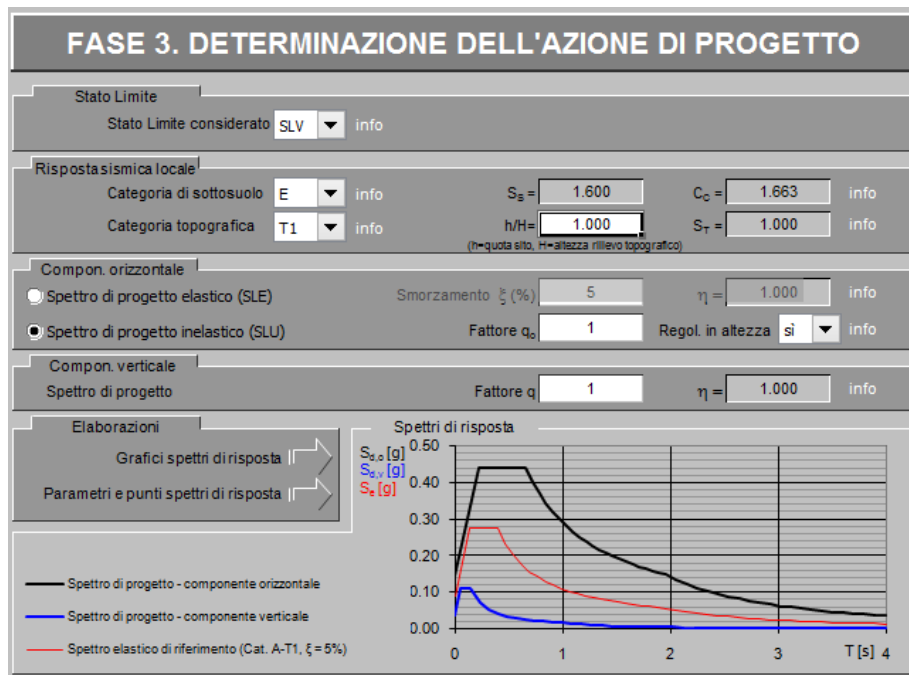


Figura 5: Determinazione dell'azione di progetto

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 **LM1** 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.

8.1 Combinazione dei carichi

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ai sensi del DM 17/01/2018 e s.m.i.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

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

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

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

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

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

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

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

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

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 Stradale Centrato	TRM
Carico Stradale Laterale	TRV
Sovraccarico accidentale sinistra	SAS
Sovraccarico accidentale destra	SAD
Ritiro	RIT
Variazione termica	ΔT
Frenatura	FRE
Azione sismica orizzontale	E_H
Azione sismica verticale	E_v

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

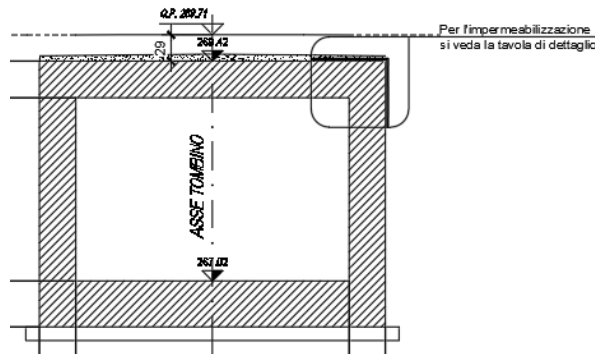
Tabella 2 - Combinazioni di carico

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	FRE	E _H	E _V
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-							
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50								
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	-	-		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35							
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35							
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35		
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35		
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35		
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	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	1.15	-	1.15	-	1.15	-	-
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	0.75	-	0.75	-	0.75	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-

9 TOMBINO TIPO 1: 4.00 X 2.70

La dimensione interna è di 4.00m e l'altezza interna pari a 2.70m, con soletta superiore di spessore 0.50m, piedritti di spessore 0.50m e soletta inferiore di spessore 0.50m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



9.1 Geometria

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	L_{tot}	5.00	m
larghezza utile scatolare	L_{int}	4.00	m
larghezza interasse	L_a	4.50	m
spessore soletta superiore	S_s	0.50	m
spessore piedritti	S_p	0.50	m
spessore fondazione	S_f	0.50	m
altezza totale scatolare	H_{tot}	3.70	m
altezza libera scatolare	H_{int}	2.70	m
spessore pacchetto stradale superiore	$H_{p sup}$	0.13	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{R sup}$	0.18	m
spessore pacchetto stradale inferiore	$H_{p inf}$	0.00	m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{R inf}$	0.00	m

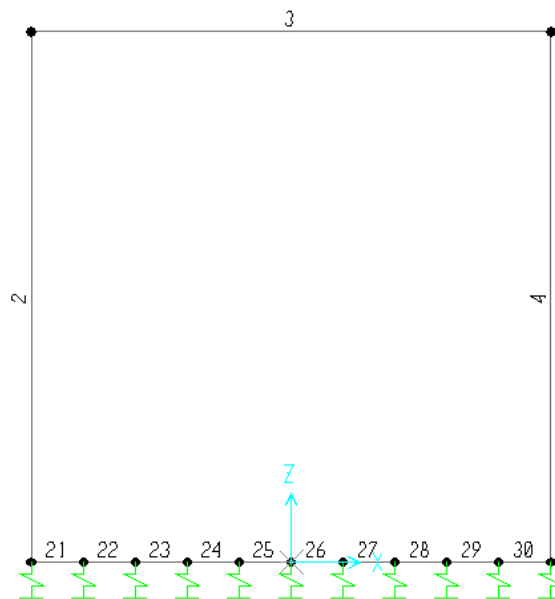
9.2 Modello di calcolo

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.



Numerazione aste nodi

9.3 Valutazione della rigidità delle molle

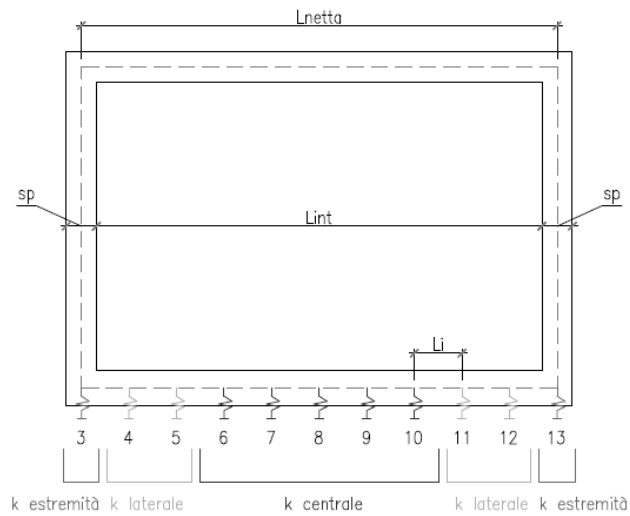
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a $K= 3300 \text{ kN/mc}$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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]

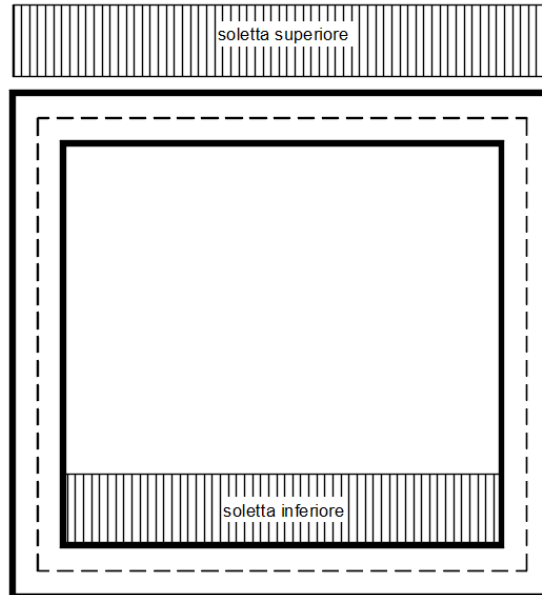
Molle laterali $k_3 = 2 * k *(i/2+ S_p/2)$ [kN/m]



9.4 Analisi dei carichi

9.4.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	3.60 kN/m
	- Totale	6.60 kN/m
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	- Totale	0.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m

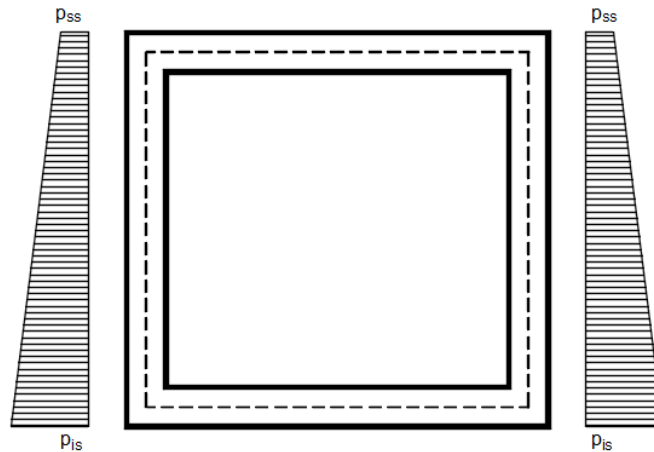


Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 1.65 kN.

9.4.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 35^\circ$ 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 $K_0 = 1 - \sin\varphi$, per cui si ottiene un valore di $K_0 = 0.43$. Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

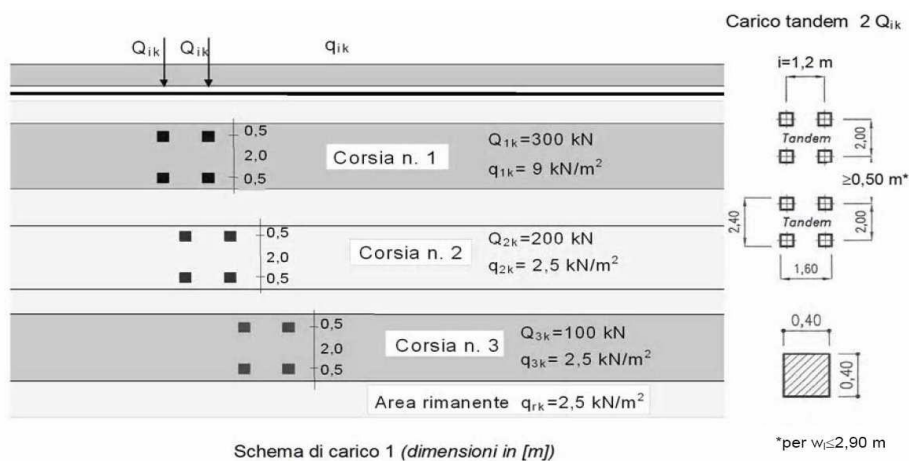
$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_0 * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 4.8 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 32.1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



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 0.93 kN ed inferiore con valore pari a 8.28 kN.

9.4.3 Ripartizione dei carichi mobili verticali

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



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

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

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

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

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

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

$q_{ik} =$ **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

$$L_L = 2.72 \text{ m}$$

$$L_{T1} = 3.52 \text{ m} \quad q_{ik} = 62.7 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T2} = 6.52 \text{ m} \quad q_{ik} = 56.4 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T3} = 9.52 \text{ m} \quad q_{ik} = 46.3 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a 9.0 kN/mq.

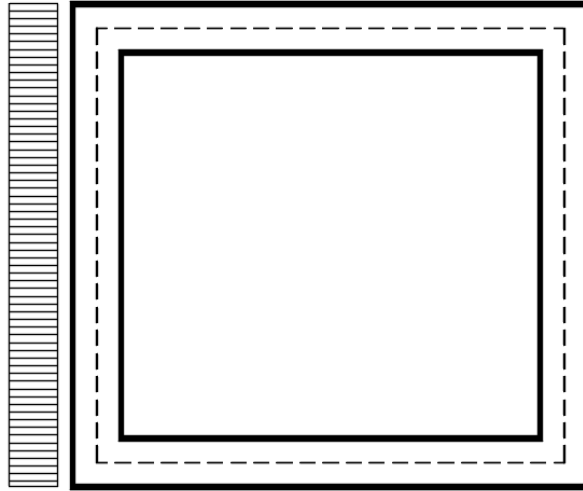
Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 15.67 kN per i carichi concentrati e valore pari a 2.25 kN per il carico distribuito.

9.4.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato si considera un carico verticale pari a 20 kN/mq.

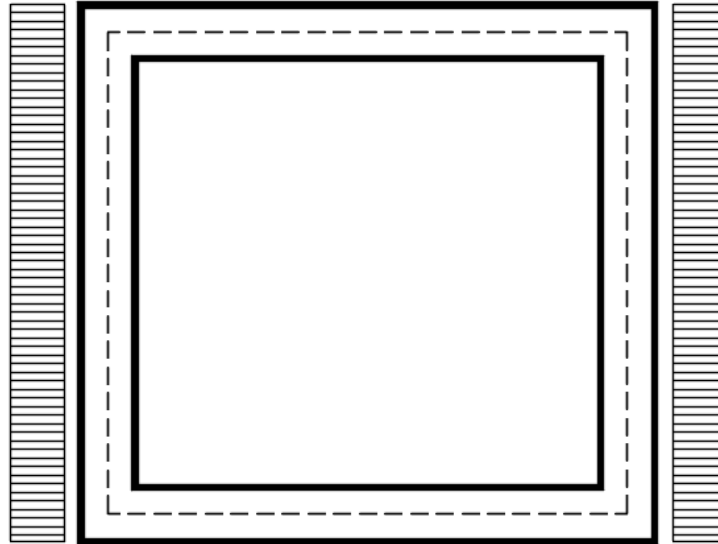
$$q_1 * K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

a) Spinta sul piedritto sinistro



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 2.13 kN ed inferiore con valore pari a 2.13 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 2.13 kN ed inferiore con valore pari a 2.13 kN.

9.4.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{k1}) + 0.1 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L = 374 \text{ kN}$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m} \quad (\text{larghezza della corsia})$$

$$L = 5.00 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

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 1.2 kN.

9.4.6 Variazione termica

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

9.4.7 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

Cl_s 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	=	1000	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A _c	=	500000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità φ(t,t₀) e modulo elastico EC_t a tempo "t"

φ(t, t ₀) = φ ₀ β _c (t, t ₀) =		1.982	
φ ₀ = φ RH β _c (f _{cm}) β _c (t ₀) =		131.52	coeff nominale di viscosità
φ _{RH} = 1 + [(1 - RH/100) / (0.1 √[3]{h ₀ })] α ₁ =		1.228	coeff che tiene conto dell'umidità
α ₁ = { (35/f _{cm}) ^{0.7} per f _{cm} > 35MPa / 1 per f _{cm} ≤ 35MPa =		0.932	coeff per la resistenza del cls
α ₂ = { (35/f _{cm}) ^{0.2} per f _{cm} > 35MPa / 1 per f _{cm} ≤ 35MPa =		0.980	coeff per la resistenza del cls
β _c (f _{cm}) = 16.8 / √f _{cm} =		2.700	coeff che tiene conto della resistenza del cls
β _c (t ₀) = 1 / (0.1 + t ₀ ^{0.20}) =		0.649	coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo
t _o = t ₀ ((9 / (2 + t ₀ ^{1.2}) + 1) ^α ≥ 0.5 =		6.19	coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo
α =		1	coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)
β _c (t, t ₀) = [(t - t ₀) / (β _H + t - t ₀)] ^{u.3} =		0.984	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo
β _H = 1.5[1 + (0.012 RH) ¹⁸] h ₀ + 250α ₃ ≤ 1500α ₃ =		1382.5	coeff che tiene conto dell'umidità relativa

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	36 di 195

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

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

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000337 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{ca,0} = 0.000285 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.952825$$

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

Valori di k_h

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥500	0.70

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

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

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

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

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

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,0} = 0.000052 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

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

$$\varepsilon_{ca,0} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000052$$

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{ritiro} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.31 \text{ } ^\circ\text{C}$$

9.4.8 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_0 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

$$F_{sis} = a_{max} * \gamma * H_{tot} = 10.66 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma * 1m = 1.80 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 12.46 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto sx})$$

$$\text{Totale} = 1.80 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto dx})$$

$$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 0.89 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 1.44 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2 = 2.06 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

$$\text{Totale} = 4.40 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 3.11 kN ed inferiore con valore pari a 3.11 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.45 kN ed inferiore con valore pari a 0.45 kN.

Sisma verticale

$$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m = 0.90 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$F_q = 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2 = 1.03 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

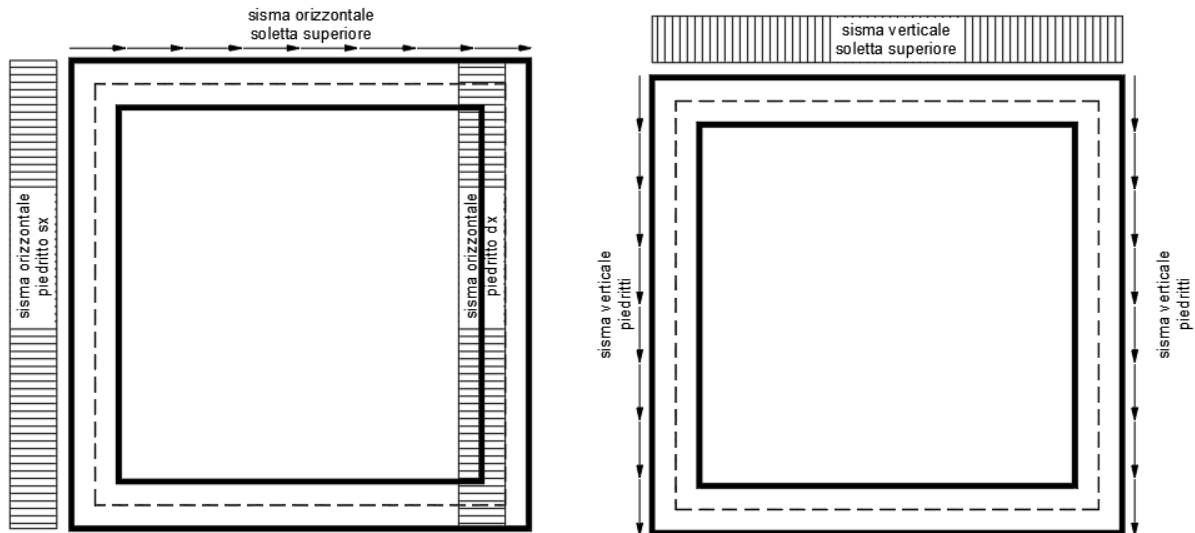
$$F_{inr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 0.45 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 0.72 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$\text{Totale} = 2.20 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 0.55 kN.

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



9.4.9 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:

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

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

9.5 Diagrammi delle sollecitazioni

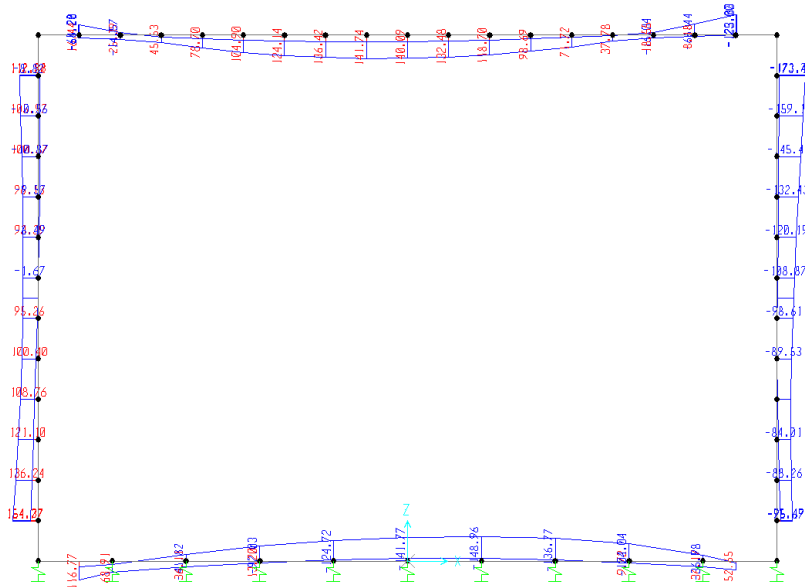


Fig. 1 – Involuppo momenti flettenti SLU

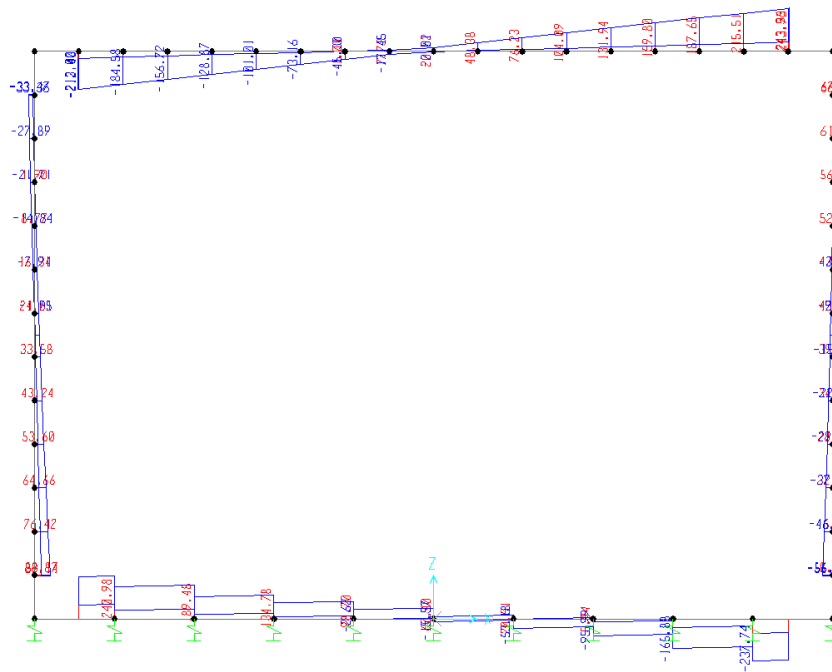


Fig. 2 – Involuppo sforzi taglianti SLU

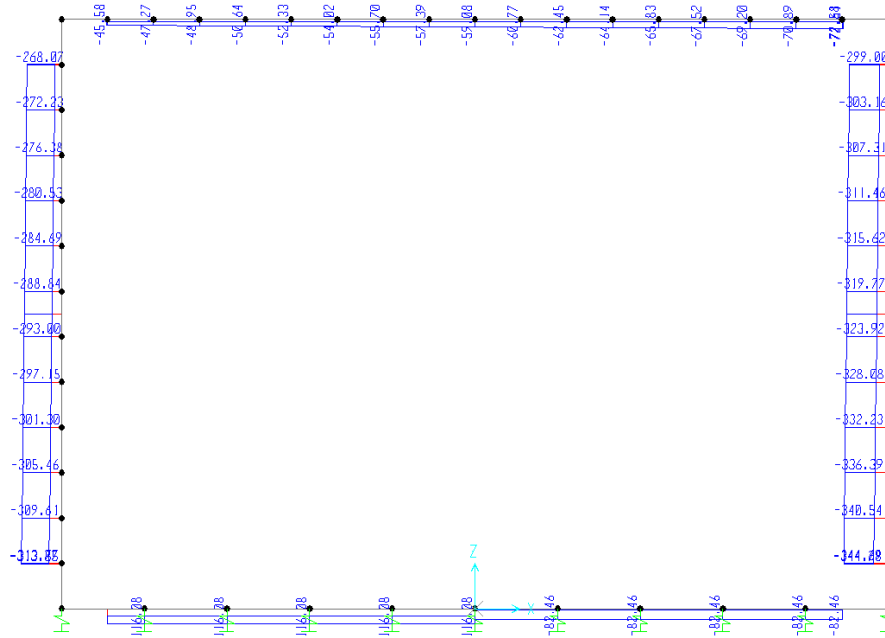


Fig. 3 – Involuppo azioni assiali SLU

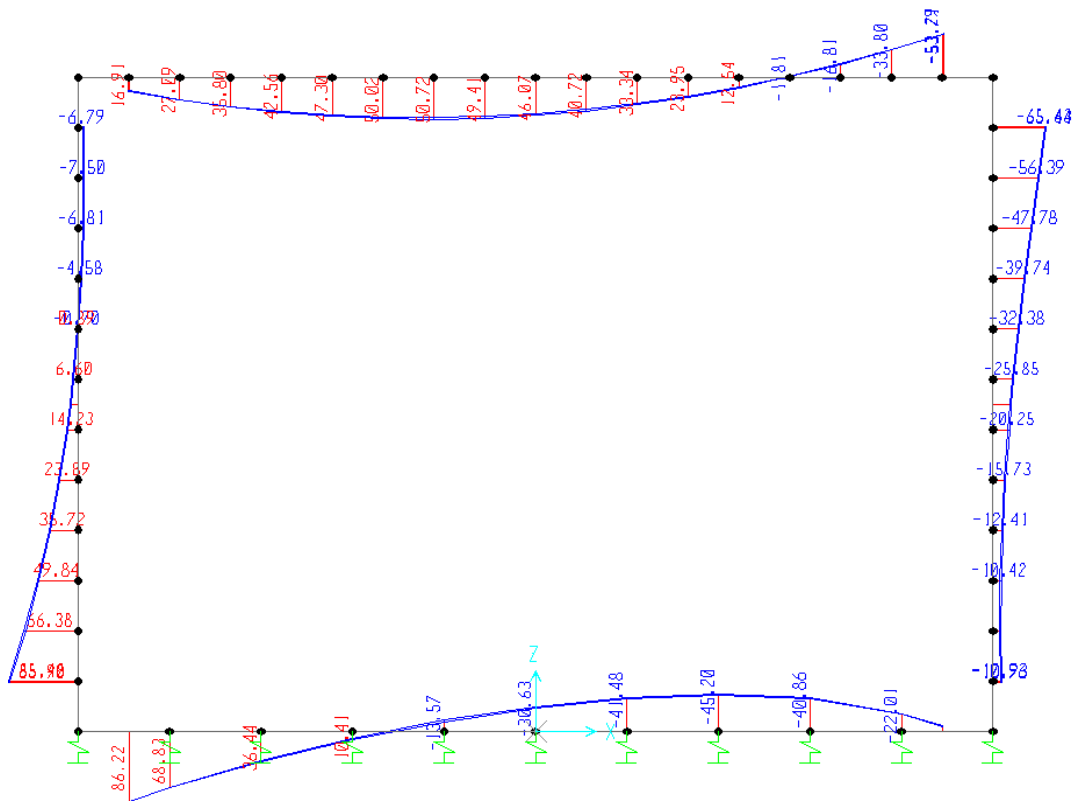


Fig. 4 – Involuppo momenti flettenti SLV

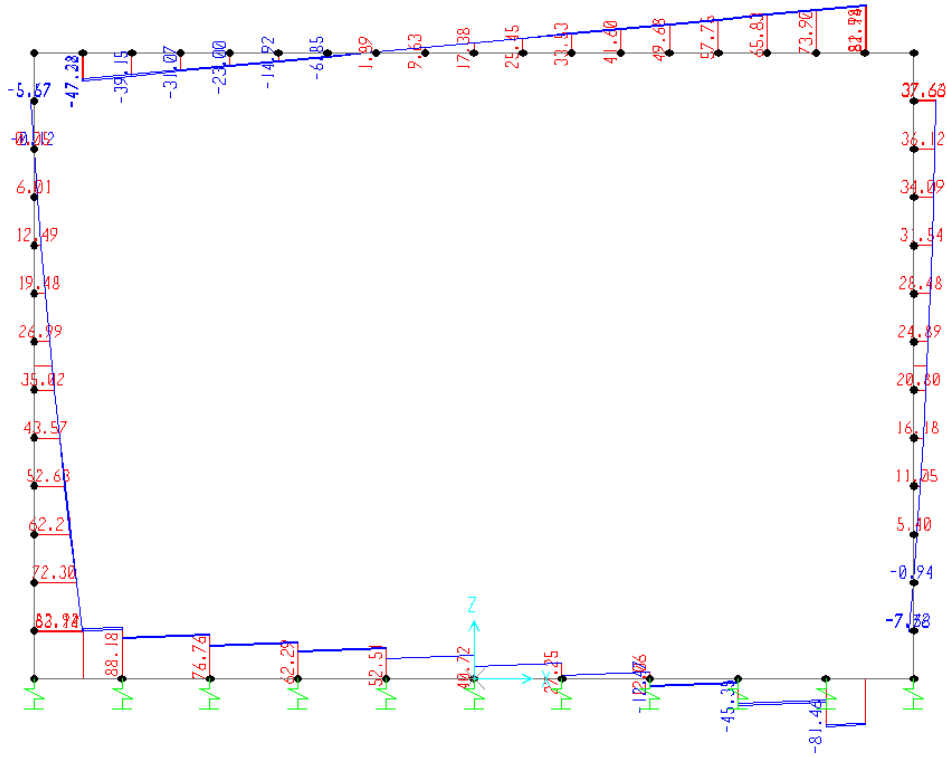


Fig. 5 – Involuppo sforzi taglianti SLV

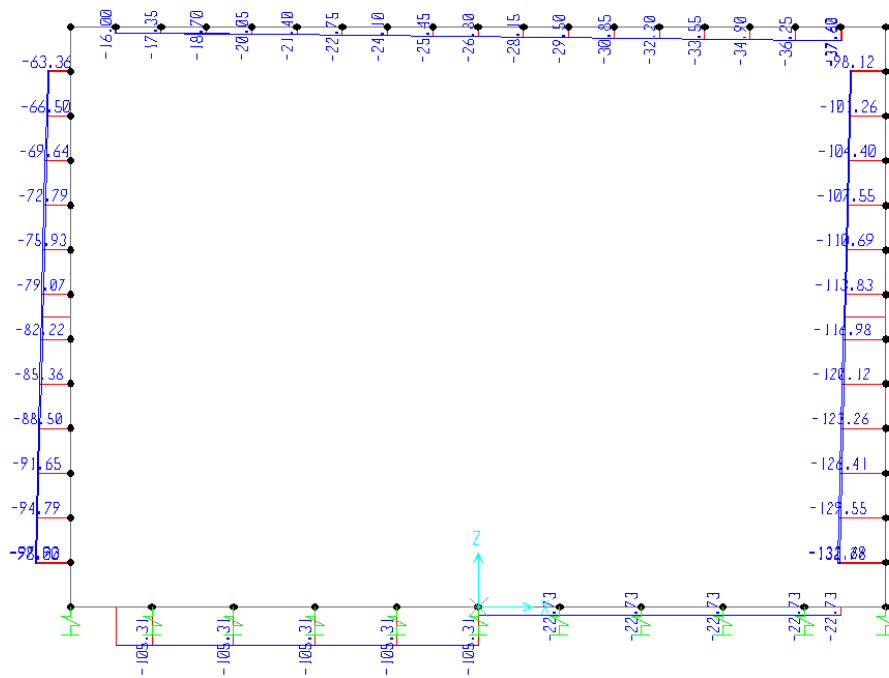


Fig. 6 – Involuppo azioni assiali SLV

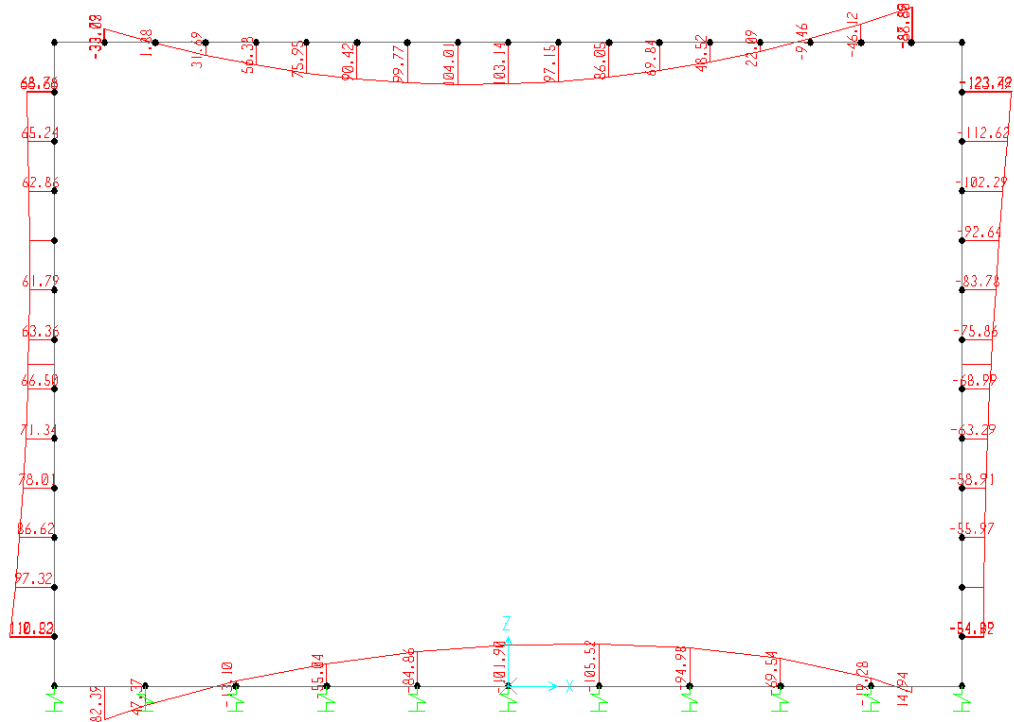


Fig. 7 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

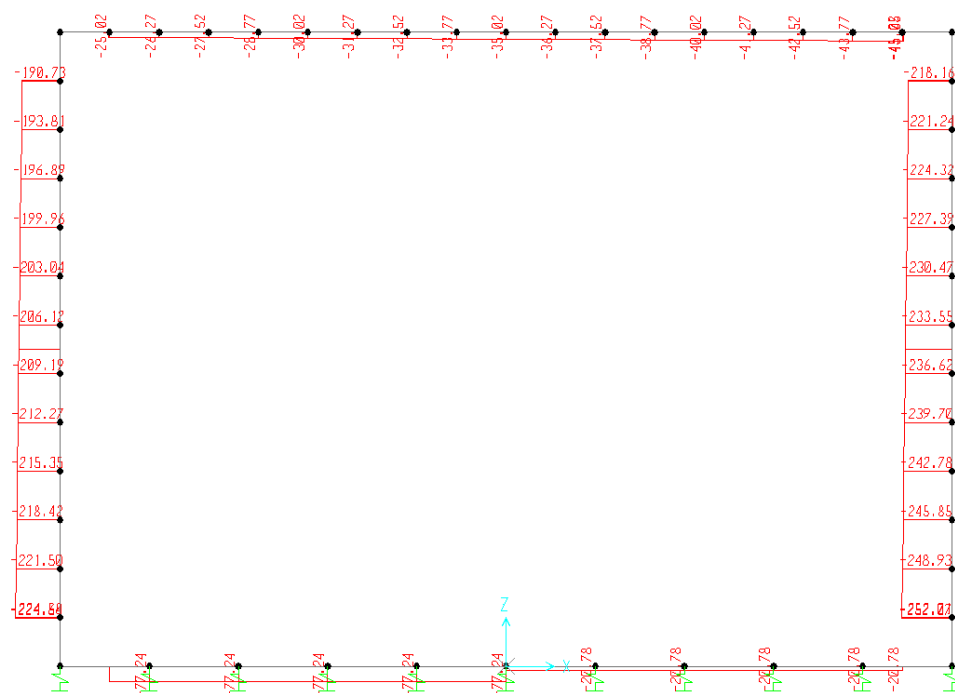


Fig. 8 – Involuppo azioni assiali SLE rara

9.6 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	C.C. M _{max}	N (kN)	M _{max} (kNm)	T _{max}
soletta inferiore	SLU14-STR	107.12	116.77	240.98
	SLU14-STR	7.02	-148.96	-
soletta superiore	SLU14-STR	57.96	-125.03	243.93
	SLU14-STR	42.74	141.74	-
piedritti	SLU11-STR	60.76	-10.87	89.14
	SLU14-STR	303.73	154.77	89.14
	SLU14-STR	298.92	173.74	67.08
	SLU10-STR	104.21	2.42	67.08

Elemento	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	77.24	82.39	soletta inferiore	71.83	70.52	soletta inferiore	55.63	34.90
	20.78	-105.52		29.49	-82.12		55.63	-14.03
soletta superiore	45.05	-88.80	soletta superiore	36.94	-67.90	soletta superiore	12.62	-5.20
	33.77	104.01		28.48	86.16		12.62	33.19
piedritti	199.96	61.67	piedritti	164.21	48.08	piedritti	60.01	7.05
	224.64	110.52		188.88	92.49		81.61	38.41
	218.10	123.72		-175.48	95.91		81.61	38.41
	248.93	54.58		203.24	47.51		60.01	7.05

9.6.1 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
	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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	45 di 195

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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.8	8.2	16
2	-41.8	41.8	16
3	41.8	41.8	16
4	41.8	8.2	16

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	16
2	2	3	8	16

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	107.12	116.77	240.98
2	7.02	-148.96	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	77.24	82.39	0.00
2	20.78	-105.52	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	71.83	70.52 (154.17)	0.00 (0.00)
2	29.49	-82.12 (-145.09)	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	55.63	34.90 (163.07)	0.00 (0.00)
2	55.63	-14.03 (-213.99)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.7 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.6 cm

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	107.12	116.77	106.99	334.69	2.87	40.2(15.0)
2	S	7.02	-148.96	6.94	-317.06	2.13	40.2(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	47 di 195

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.)
	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	50.0	-0.00034	41.8	41.8	-0.01607	-41.8	8.2
2	0.00350	-50.0	0.0	-0.00049	-41.8	8.2	-0.01683	41.8	41.8

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	0.000468096	-0.019904789	----	----
2	0.000000000	-0.000486286	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 $L=lungh.legat.proietta-$ 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	240.98	1151.85	243.10	47.0	38.8	100.0	2.500	1.013	6.3	6.4(0.0)
2	S	0.00	1654.14	97.52	47.1	38.9	100.0	1.000	1.000	0.0	6.4(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 [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	3.12	-50.0	50.0	-91.4	-41.8	8.2	1200	20.1
2	S	3.97	-50.0	0.0	-136.2	32.5	41.8	1250	20.1

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 f_{ctm}

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 $A_{c\ eff}$ [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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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	-0.00059	0	0.500	16.0	74	0.00027 (0.00027)	414	0.113 (0.20)	152.99	0.00
2	S	-0.00087	0	0.500	16.0	74	0.00041 (0.00041)	421	0.172 (0.20)	-143.02	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	2.67	-50.0	50.0	-76.8	-32.5	8.2	1200	20.1
2	S	3.10	-50.0	0.0	-102.7	32.5	41.8	1250	20.1

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	-0.00050	0	0.500	16.0	74	0.00023 (0.00023)	414	0.095 (0.20)	154.17	0.00
2	S	-0.00066	0	0.500	16.0	74	0.00031 (0.00031)	421	0.130 (0.20)	-145.09	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	1.32	-50.0	50.0	-33.2	-32.5	8.2	1150	20.1
2	S	0.51	-50.0	0.0	-6.4	32.5	41.8	900	20.1

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	-0.00022	0	0.500	16.0	74	0.00010 (0.00010)	407	0.041 (0.20)	163.07	0.00
2	S	-0.00005	0	0.500	16.0	74	0.00002 (0.00002)	373	0.007 (0.20)	-213.99	0.00

Si adottano spille 9Ø10/mq

9.6.2 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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.8	8.2	16
2	-41.8	41.8	16
3	41.8	41.8	16
4	41.8	8.2	16

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	50 di 195

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	16
2	2	3	8	16

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	57.96	-125.03	243.93
2	42.74	141.74	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	45.05	-88.80	0.00
2	33.77	104.01	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	36.94	-67.90 (-147.53)	0.00 (0.00)
2	28.48	86.16 (144.72)	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	12.62	-5.20 (-177.94)	0.00 (0.00)
2	12.62	33.19 (145.36)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.6	cm

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 [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	57.96	-125.03	57.73	-326.01	2.61	40.2(15.0)
2	S	42.74	141.74	42.61	323.35	2.28	40.2(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	-0.00041	-41.8	8.2	-0.01644	41.8	41.8
2	0.00350	-50.0	50.0	-0.00043	41.8	41.8	-0.01655	-41.8	8.2

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	-0.000476942	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000479626	-0.020481307	----	----

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.
bw	I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce. Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	52 di 195

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	243.93	1146.90	245.01	47.1 38.9	100.0	2.500	1.007	6.4	6.4(0.0)
2	S	0.00	1660.75	98.04	47.1 38.9	100.0	1.000	1.005	0.0	6.4(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	3.35	-50.0	0.0	-107.8	32.5	41.8	1200	20.1
2	S	3.92	-50.0	50.0	-131.0	-23.2	8.2	1250	20.1

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 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 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	-0.00069	0	0.500	16.0	74	0.00032 (0.00032)	414	0.134 (0.20)	-147.04	0.00
2	S	-0.00084	0	0.500	16.0	74	0.00039 (0.00039)	421	0.165 (0.20)	144.64	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	2.57	-50.0	0.0	-81.8	32.5	41.8	1200	20.1
2	S	3.25	-50.0	50.0	-108.4	-41.8	8.2	1250	20.1

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	-0.00053	0	0.500	16.0	74	0.00025 (0.00025)	414	0.102 (0.20)	-147.53	0.00
2	S	-0.00070	0	0.500	16.0	74	0.00033 (0.00033)	421	0.137 (0.20)	144.72	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	0.20	-50.0	0.0	-4.0	32.5	41.8	1050	20.1
2	S	1.25	-50.0	50.0	-41.3	-32.5	8.2	1250	20.1

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	-0.00003	0	0.500	16.0	74	0.00001 (0.00001)	394	0.005 (0.20)	-177.94	0.00
2	S	-0.00027	0	0.500	16.0	74	0.00012 (0.00012)	421	0.052 (0.20)	145.36	0.00

Si adottano spille 9Ø10/mq

9.6.3 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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	54 di 195

Classe Conglomerato: C30/37

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

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.6	8.4	18
2	-41.6	41.6	18
3	41.6	41.6	18
4	41.6	8.4	18

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	18
2	1	4	8	18

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	60.76	-10.87	89.14
2	303.73	154.77	89.14
3	298.92	173.74	67.08
4	104.21	2.42	67.08

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	199.96	61.67	0.00
2	224.64	110.52	0.00
3	218.10	123.72	0.00
4	248.93	54.58	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	164.21	48.08 (197.72)	0.00 (0.00)
2	188.88	92.49 (170.87)	0.00 (0.00)
3	-175.48	95.91 (123.56)	0.00 (0.00)
4	203.24	47.51 (219.38)	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	60.01	7.05 (474.48)	0.00 (0.00)
2	81.61	38.41 (172.28)	0.00 (0.00)
3	81.61	38.41 (172.28)	0.00 (0.00)
4	60.01	7.05 (474.48)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.7 cm

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	60.76	-10.87	60.51	-227.80	21.92	38.2(15.0)
2	S	303.73	154.77	304.02	438.71	2.81	38.2(15.0)
3	S	298.92	173.74	298.71	437.80	2.50	38.2(15.0)
4	S	104.21	2.42	103.96	404.07	123.39	38.2(15.0)

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.)

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	56 di 195

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	-0.00077	-41.6	8.4	-0.01763	41.6	41.6
2	0.00350	-50.0	50.0	0.00024	-41.6	41.6	-0.01267	-41.6	8.4
3	0.00350	-50.0	50.0	0.00023	-41.6	41.6	-0.01271	-41.6	8.4
4	0.00350	-50.0	50.0	-0.00010	-41.6	41.6	-0.01431	-41.6	8.4

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	-0.000507953	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000388675	-0.015933750	----	----
3	0.000000000	0.000389674	-0.015983699	----	----
4	0.000000000	0.000428235	-0.017911733	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata / 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.[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	89.14	1146.66	177.68	47.2 38.8	100.0	2.500	1.007	2.3	4.7(0.0)
2	S	89.14	1153.53	173.81	46.4 38.0	100.0	2.500	1.036	2.4	4.7(0.0)
3	S	67.08	1153.18	173.85	46.4 38.0	100.0	2.500	1.035	1.8	4.7(0.0)
4	S	67.08	1137.26	175.33	46.7 38.3	100.0	2.500	1.012	1.8	4.7(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)

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	57 di 195

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	2.28	-50.0	50.0	-30.5	-41.6	8.4	950	25.4
2	S	4.08	-50.0	50.0	-76.7	-32.4	8.4	1050	25.4
3	S	4.56	-50.0	50.0	-91.7	-32.4	8.4	1050	25.4
4	S	2.01	-50.0	50.0	-17.1	-41.6	8.4	850	25.4

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}
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 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	-0.00022	0	0.500	18.0	75	0.00009 (0.00009)	369	0.034 (0.20)	193.89	0.00
2	S	-0.00052	0	0.500	18.0	75	0.00023 (0.00023)	381	0.088 (0.20)	170.71	0.00
3	S	-0.00062	0	0.500	18.0	75	0.00028 (0.00028)	381	0.105 (0.20)	166.28	0.00
4	S	-0.00013	0	0.500	18.0	75	0.00005 (0.00005)	357	0.018 (0.20)	227.55	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	1.78	-50.0	50.0	-22.5	-32.4	8.4	900	25.4
2	S	3.42	-50.0	50.0	-64.0	-41.6	8.4	1050	25.4
3	S	3.13	-50.0	50.0	-138.5	-32.4	8.4	1300	25.4
4	S	1.75	-50.0	50.0	-16.6	-32.4	8.4	900	25.4

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

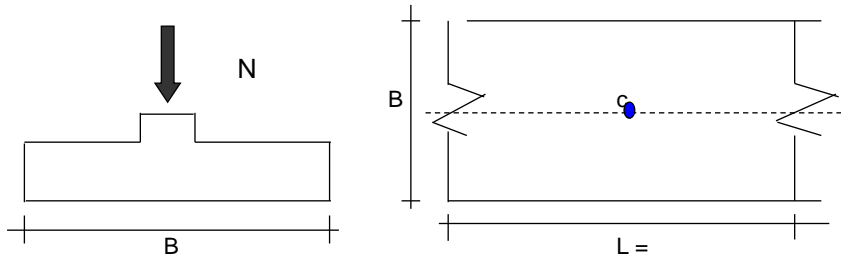
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00016	0	0.500	18.0	75	0.00007 (0.00007)	363	0.025 (0.20)	197.72	0.00
2	S	-0.00044	0	0.500	18.0	75	0.00019 (0.00019)	381	0.073 (0.20)	170.87	0.00
3	S	-0.00088	0	0.500	18.0	75	0.00042 (0.00042)	411	0.171 (0.20)	123.56	0.00
4	S	-0.00013	0	0.500	18.0	75	0.00005 (0.00005)	363	0.018 (0.20)	219.38	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	0.27	-50.0	50.0	-0.1	-41.6	8.4	850	25.4
2	S	1.42	-50.0	50.0	-26.0	-41.6	8.4	1050	25.4

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

$$\delta_{\text{tot}} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_z - v_i(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 5.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 222.20 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 44.44 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

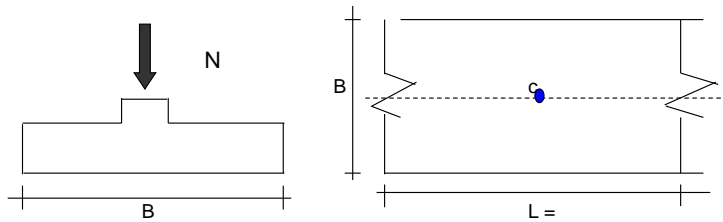
Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1		9.00	0.0	9.0	1.0	15000	0.30	1.37
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{\text{ctot}} = 1.37 \text{ (cm)}$$

9.8 Verifica dei cedimenti a breve termine

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 5.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 222.20 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 44.44 (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		9.00	0.0	9.0	1.0	45000	0.30	0.46
-		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	-

$$\delta_{ctot} = 0.46 \text{ (cm)}$$

Per l'anadamento dei cedimenti nel tempo vedasi relazione "Relazione di calcolo Rilevati stradali NR1J01D29CLGE0005005B".

9.9 Verifica di portanza

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 ($e_B = M_b/N$)

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

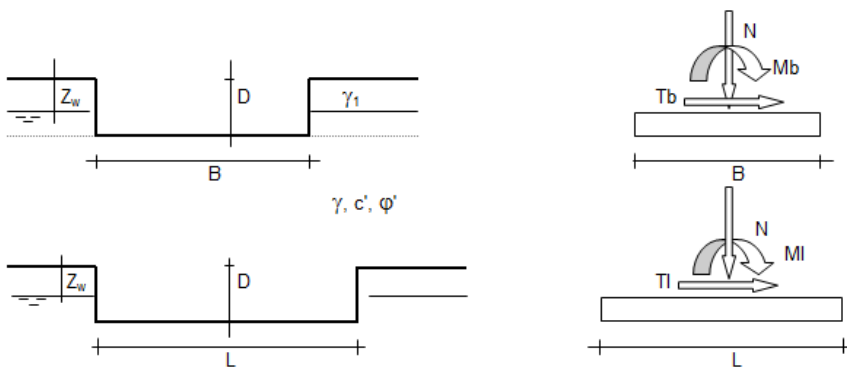
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

(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	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
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 = 5.00 (m)
L = 1.00 (m)
D = 4.00 (m)



Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	62 di 195

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	733.00		733.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]			0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 25.00 \quad (\text{m})$$

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

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

$$B^* = 5.00 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 64.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 11.85$$

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

$$N_c = 22.25$$

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

$$N_\gamma = 12.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.11$$

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

$$s_q = 1.10$$

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	63 di 195

$$s_y = 0.92$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.83 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.17 \quad m = 1.83 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

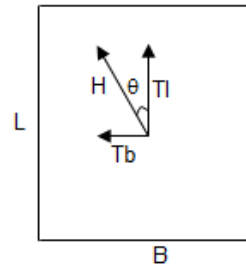
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

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

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

$$d_q = 1.41$$

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

$$d_c = 1.45$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	64 di 195

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1264.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 146.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 549.84 \geq q = 146.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

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 ($e_B = Mb/N$)

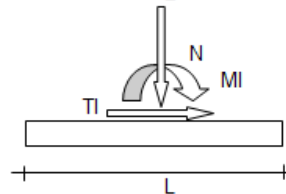
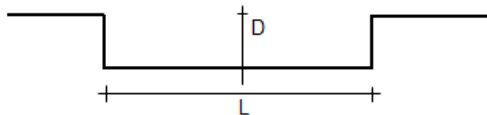
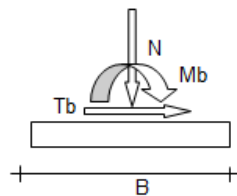
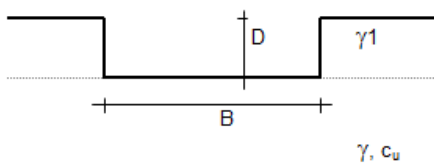
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

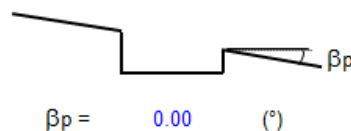
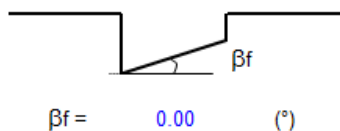
coefficienti parziali

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
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30
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



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 5.00 (m)
L = 1.00 (m)
D = 4.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	733.00	0.00	733.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [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

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

$$B^* = 5.00 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 64.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

$$s_c = 1.04$$

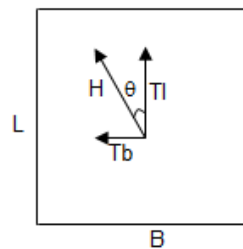
i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.83$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.17$$

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

$$m = 1.83$$



Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	67 di 195

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

$$i_c = 1.00$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.53$$

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

$$q_{lim} = 473.03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 146.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

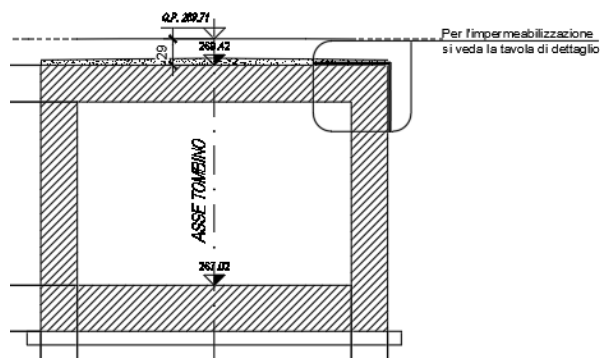
Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 205.66 \geq q = 146.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

10 TOMBINO TIPO 2: 3.00 X 2.00

La dimensione interna è di 3.00m e l'altezza interna pari a 2.00m, con soletta superiore di spessore 0.50m, piedritti di spessore 0.50m e soletta inferiore di spessore 0.50m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



10.1 Geometria

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	L_{tot}	4.00	m
larghezza utile scatolare	L_{int}	3.00	m
larghezza interasse	L_a	3.50	m
spessore soletta superiore	S_s	0.50	m
spessore piedritti	S_p	0.50	m
spessore fondazione	S_f	0.50	m
altezza totale scatolare	H_{tot}	3.00	m
altezza libera scatolare	H_{int}	2.00	m
spessore pacchetto stradale superiore	$H_{p_{sup}}$	0.13	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{R_{sup}}$	0.11	m
spessore pacchetto stradale inferiore	$H_{p_{inf}}$	0.00	m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{R_{inf}}$	0.00	m

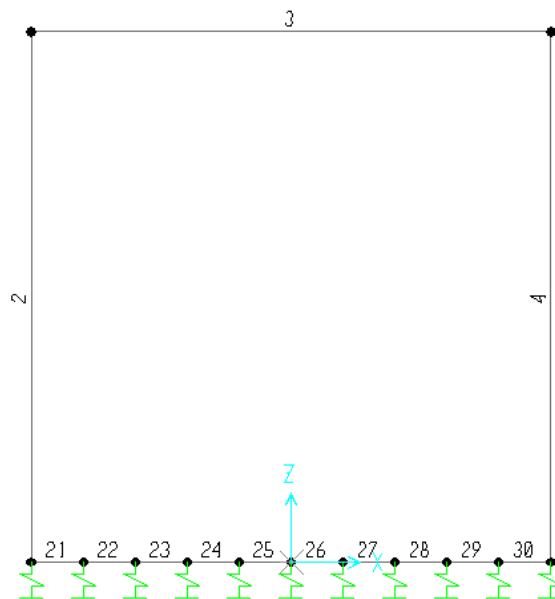
10.2 Modello di calcolo

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.



Numerazione aste nodi

10.3 Valutazione della rigidità delle molle

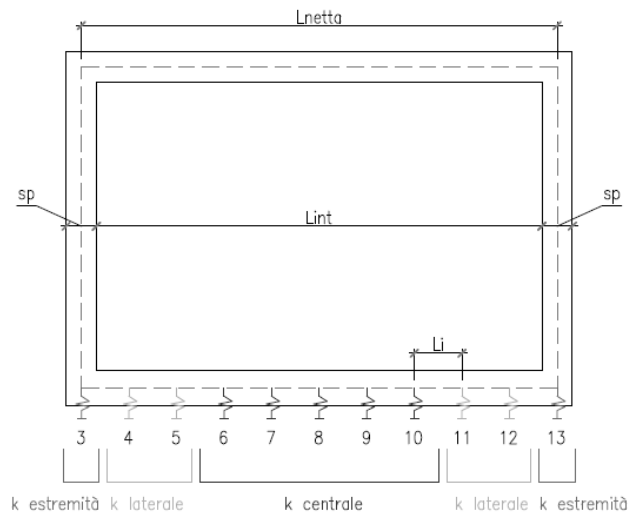
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a $K= 2000 \text{ kN/mc}$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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]

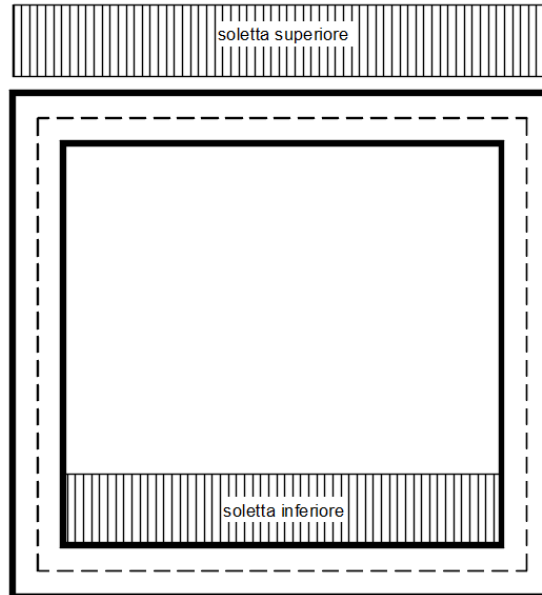
Molle laterali $k_3 = 2 * k *(i/2+ S_p/2)$ [kN/m]



10.4 Analisi dei carichi

10.4.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	2.20 kN/m
	- Totale	5.20 kN/m
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	- Totale	0.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m

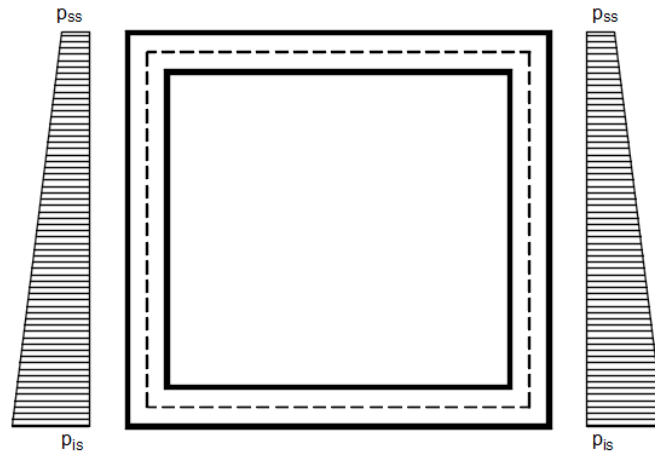


Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 1.30 kN.

10.4.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 35^\circ$ 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 $K_0 = 0.43$. Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

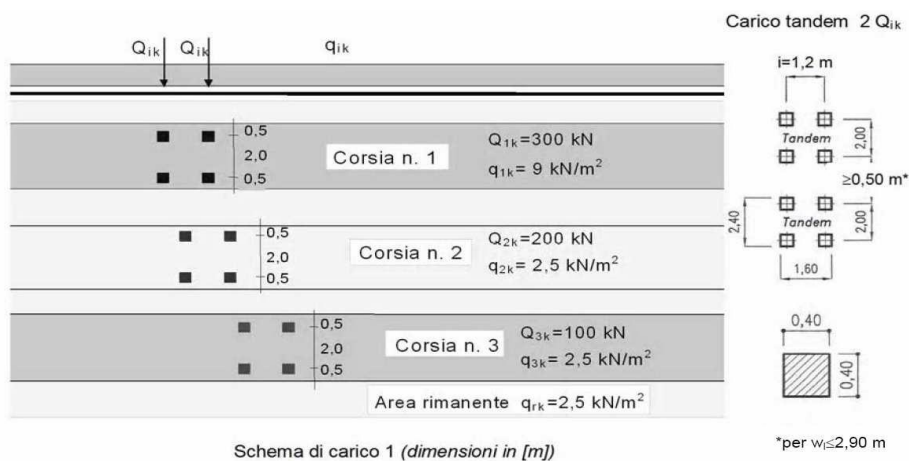
$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_0 * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 4.2 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 25.5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



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 0.78 kN ed inferiore con valore pari a 6.64 kN.

10.4.3 Ripartizione dei carichi mobili verticali

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



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

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

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

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

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

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

$q_{ik} =$ **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

$$L_L = 2.58 \text{ m}$$

$$L_{T1} = 3.38 \text{ m} \quad q_{1k} = 68.8 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T2} = 6.38 \text{ m} \quad q_{1k} = 60.8 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T3} = 9.38 \text{ m} \quad q_{1k} = 49.6 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a 9.0 kN/mq.

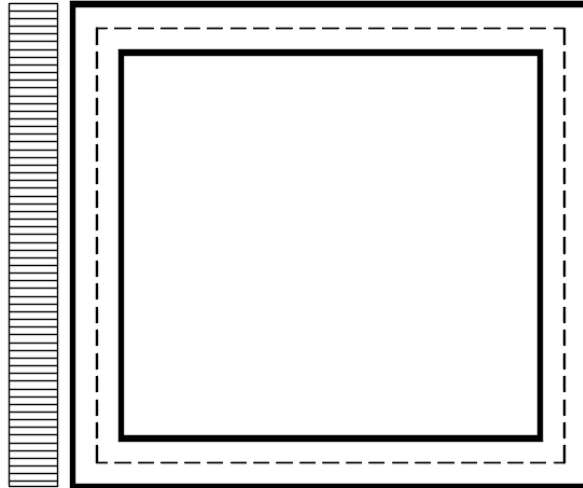
Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 17.20 kN per i carichi concentrati e valore pari a 2.25 kN per il carico distribuito.

10.4.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato si considera un carico verticale pari a 20 kN/mq.

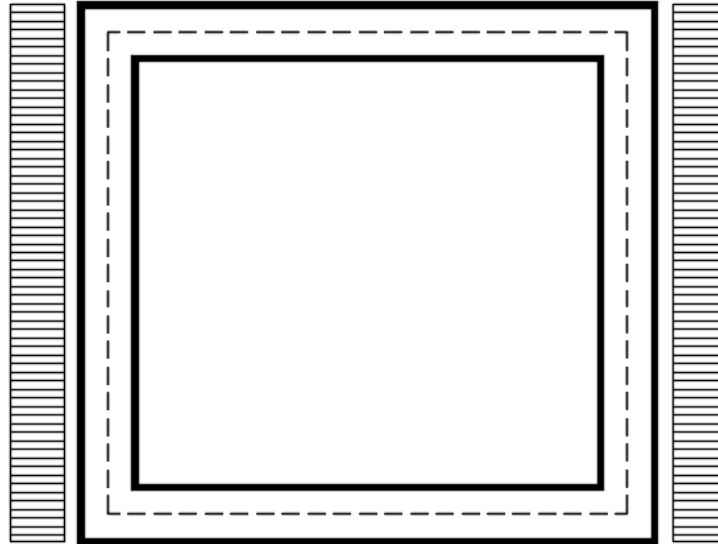
$$q_1 * K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

c) 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 2.13 kN ed inferiore con valore pari a 2.13 kN.

d) 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 2.13 kN ed inferiore con valore pari a 2.13 kN.

10.4.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{k1}) + 0.1 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L = 371 \text{ kN}$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m} \quad (\text{larghezza della corsia})$$

$$L = 4.00 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 6.2 \text{ kN/m}^2$$

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 1.5 kN.

10.4.6 Variazione termica

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

10.4.7 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

Cl_s 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	=	1000	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A _c	=	500000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità φ(t,t₀) e modulo elastico EC_t a tempo "t"

φ(t, t ₀) = φ ₀ β _c (t, t ₀) =		1.982	
φ ₀ = φ RH β _c (f _{cm}) β _c (t ₀) =	131.52	coeff nominale di viscosità	
φ _{RH} = 1 + [(1 - RH/100) / (0.1 √[3]{h ₀ })] α ₁ =	1.228	coeff che tiene conto dell'umidità	
α ₁ = { (35/f _{cm}) ^{0.7} per f _{cm} > 35MPa / 1 per f _{cm} ≤ 35MPa =	0.932	coeff per la resistenza del cls	
α ₂ = { (35/f _{cm}) ^{0.2} per f _{cm} > 35MPa / 1 per f _{cm} ≤ 35MPa =	0.980	coeff per la resistenza del cls	
β _c (f _{cm}) = 16.8 / √f _{cm} =	2.700	coeff che tiene conto della resistenza del cls	
β _c (t ₀) = 1 / (0.1 + t ₀ ^{0.20}) =	0.649	coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo	
t ₀ = t ₀ ((9 / (2 + t ₀ ^{1.2}) + 1)) ^α ≥ 0.5 =	6.19	coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo	
α =	1	coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)	
β _c (t, t ₀) = [(t - t ₀) / (β _H + t - t ₀)] ^{u.s} =	0.984	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo	
β _H = 1.5[1 + (0.012 RH) ¹⁸] h ₀ + 250α ₃ ≤ 1500α ₃ =	1382.5	coeff che tiene conto dell'umidità relativa	

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	78 di 195

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

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

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000337 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{ca,0} = 0.000285 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.952825$$

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

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

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

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

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

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

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

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

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

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.31 \text{ } ^\circ\text{C}$$

10.4.8 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_0 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

$$F_{sis} = a_{max} * \gamma * H_{tot} = 8.64 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma * 1m = 1.80 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 10.44 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto sx})$$

$$\text{Totale} = 1.80 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto dx})$$

$$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 0.69 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 1.44 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2 = 2.24 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

$$\text{Totale} = 4.37 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 2.61 kN ed inferiore con valore pari a 2.61 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.45 kN ed inferiore con valore pari a 0.45 kN.

Sisma verticale

$$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m = 0.90 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$F_q = 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2 = 1.12 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

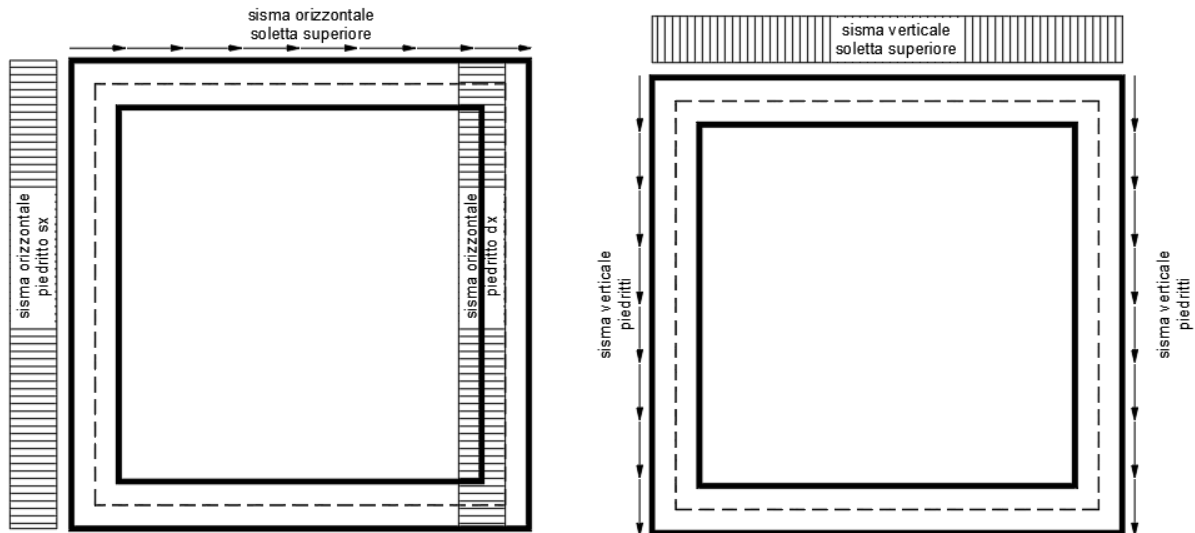
$$F_{inr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 0.35 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 0.72 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$\text{Totale} = 2.19 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 0.55 kN.

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



10.4.9 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:

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

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

10.5 Diagrammi delle sollecitazioni

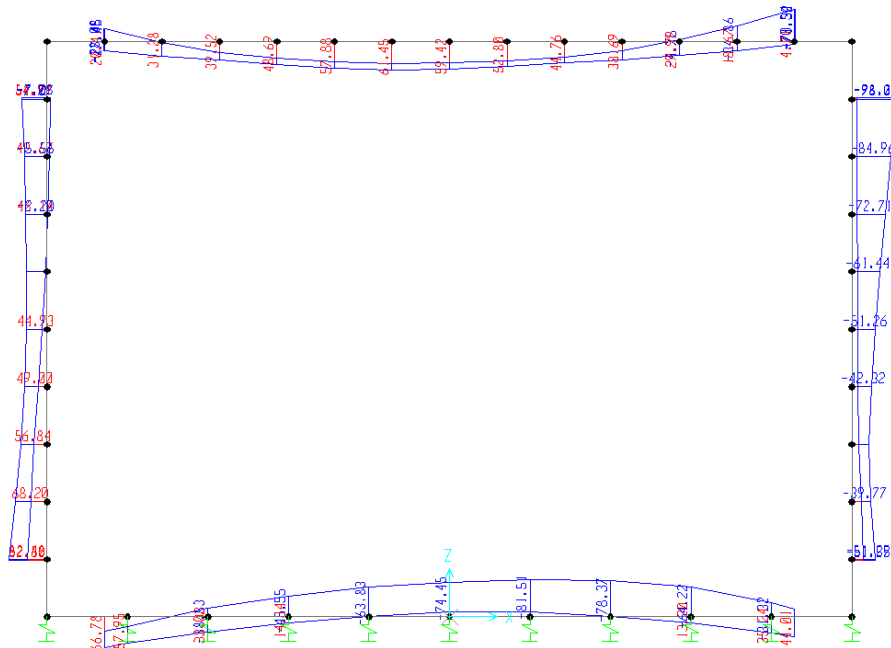


Fig. 9 – Involuppo momenti flettenti SLU

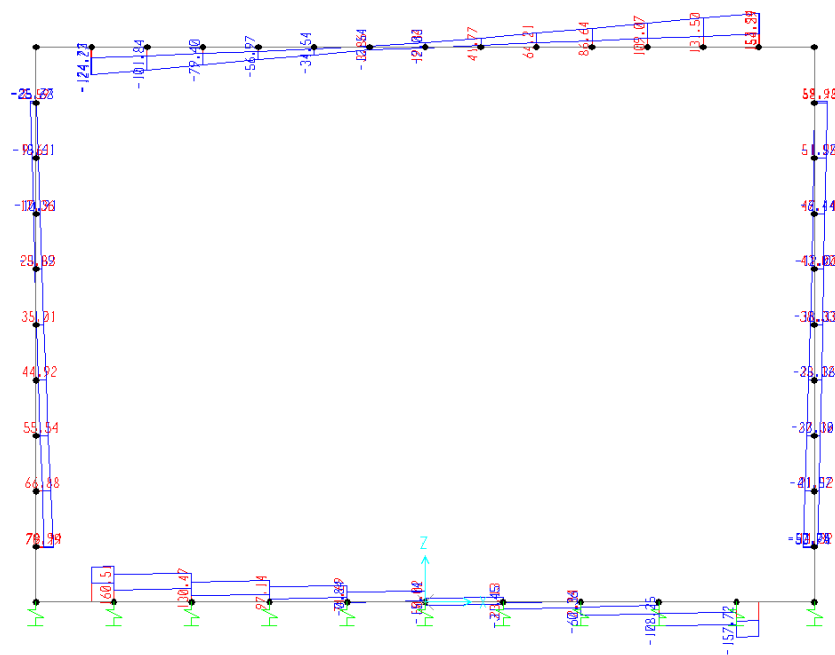


Fig. 10 – Involuppo sforzi taglienti SLU

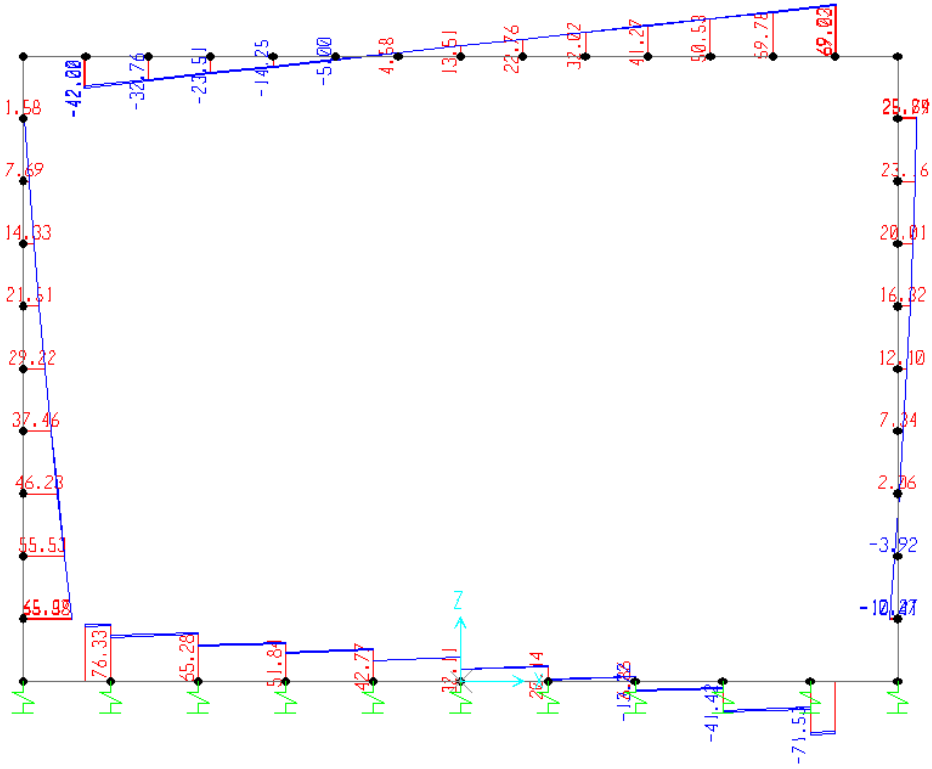


Fig. 13 – Involuppo sforzi taglienti SLV

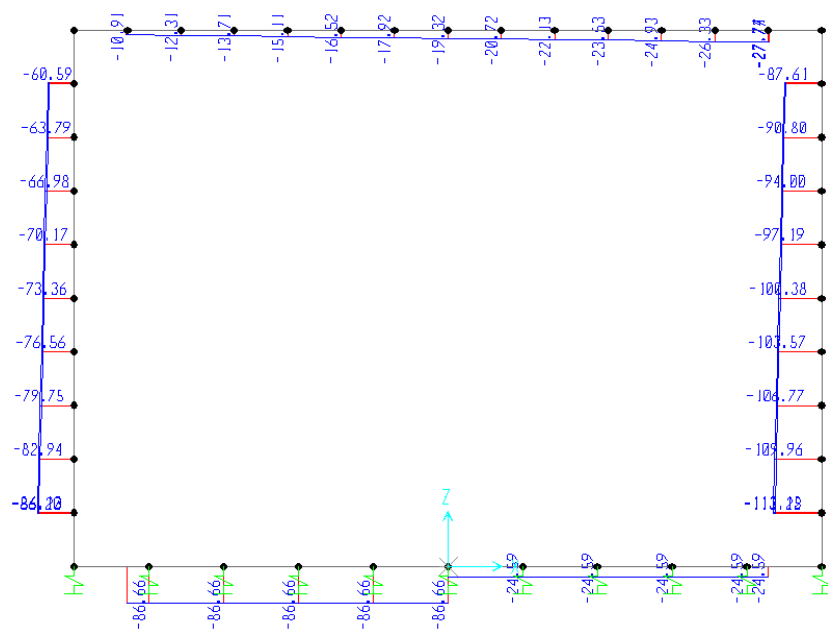


Fig. 14 – Involuppo azioni assiali SLV

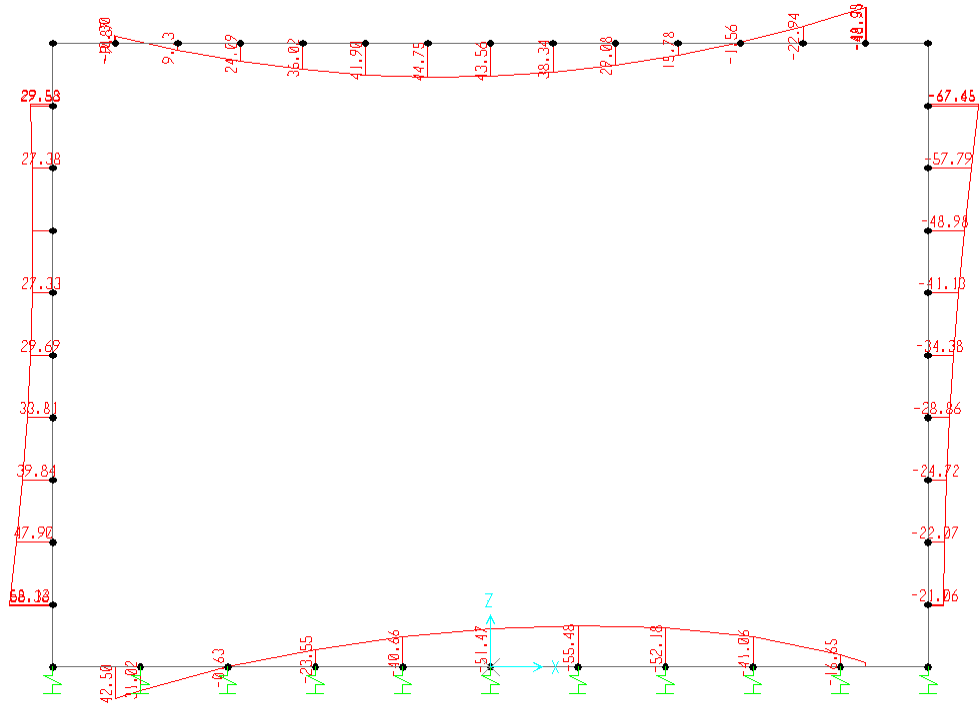


Fig. 15 – Inviluppo momenti flettenti SLE rara

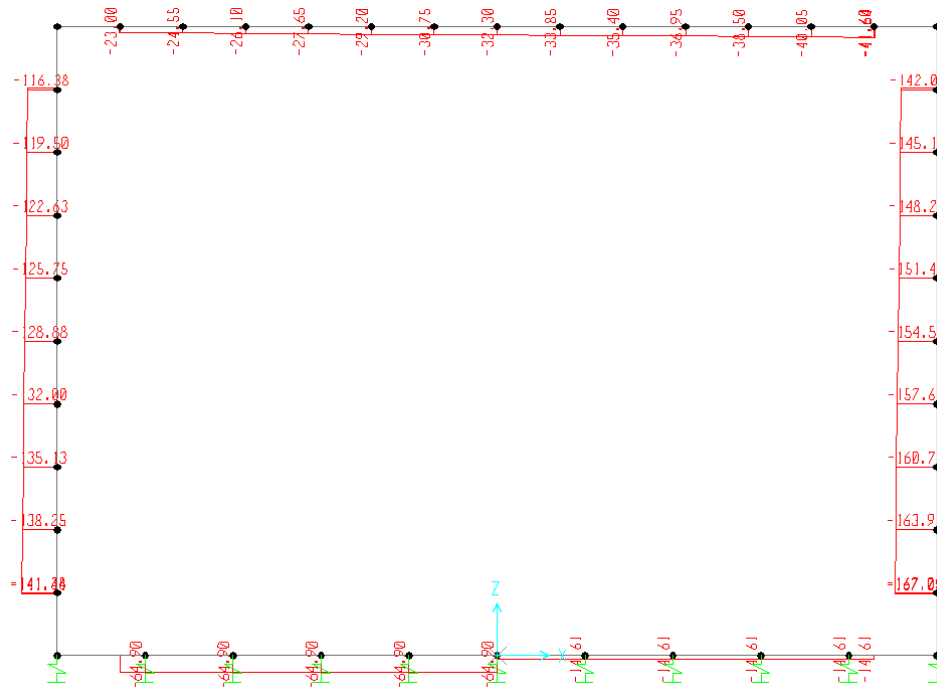


Fig. 16 – Inviluppo azioni assiali SLE rara

10.6 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	C.C. M _{max}	N (kN)	M _{max} (kNm)	T _{max}
soletta inferiore	SLU11-STR	94.43	53.12	159.70
	SLU14-STR	-3.50	-67.29	-
soletta superiore	SLU14-STR	42.63	-43.92	143.28
	SLU14-STR	28.74	43.32	-
piedritti	SLU11-STR	18.39	-25.21	71.69
	SLU14-STR	185.04	60.51	71.69
	SLU14-STR	201.37	71.10	50.77
	SLU06-STR	35.27	-8.51	50.77

Elemento	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	58.49	26.79	soletta inferiore	54.96	25.40	soletta inferiore	44.36	21.23
	8.41	-46.36		17.40	-32.80		44.36	7.05
soletta superiore	32.13	-30.15	soletta superiore	24.14	-19.76	soletta superiore	0.19	11.39
	21.84	32.65		16.43	29.43		0.19	20.33
piedritti	115.49	12.24	piedritti	94.04	7.81	piedritti	26.49	-6.21
	137.43	43.81		115.98	38.31		51.61	21.79
	147.07	49.78		-116.92	35.78		51.61	21.79
	172.20	5.52		138.86	9.11		26.49	-6.21

10.6.1 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
	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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	87 di 195

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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	50.0
3	50.0	50.0
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	42.0	14
3	42.0	42.0	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	105.24	66.78	160.51
2	0.90	-81.51	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	64.90	42.50	0.00
2	14.61	-55.48	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	61.52	39.41 (157.47)	0.00 (0.00)
2	23.80	-42.87 (-143.15)	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	51.39	30.14 (159.76)	0.00 (0.00)
2	51.39	-6.83 (-386.75)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.5 cm

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	105.24	66.78	105.32	270.70	4.05	30.8(15.0)
2	S	0.90	-81.51	1.05	-251.89	3.09	30.8(15.0)

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.)
	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	50.0	-0.00069	-42.0	42.0	-0.01849	-42.0	8.0
2	0.00350	-50.0	0.0	-0.00089	-42.0	8.0	-0.01955	42.0	42.0

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	0.000523484	-0.022674205	----	----
2	0.000000000	-0.000548903	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	160.51	1166.92	231.58	47.3 39.3	100.0	2.500	1.012	4.2	6.0(0.0)
2	S	0.00	1676.60	92.93	47.4 39.4	100.0	1.000	1.000	0.0	6.0(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 [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	90 di 195

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	1.79	-50.0	50.0	-52.2	-42.0	8.0	1195	15.4
2	S	2.34	-50.0	0.0	-90.5	32.7	42.0	1295	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 f_{ctm}

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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 $A_{c\ eff}$ [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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00034	0	0.500	14.0	73	0.00016 (0.00016)	433	0.068 (0.20)	156.94	0.00
2	S	-0.00057	0	0.500	14.0	73	0.00027 (0.00027)	448	0.122 (0.20)	-139.48	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	1.66	-50.0	50.0	-48.0	-42.0	8.0	1195	15.4
2	S	1.81	-50.0	0.0	-65.9	32.7	42.0	1245	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	-0.00031	0	0.500	14.0	73	0.00014 (0.00014)	433	0.062 (0.20)	157.47	0.00
2	S	-0.00042	0	0.500	14.0	73	0.00020 (0.00020)	441	0.087 (0.20)	-143.15	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	1.26	-50.0	50.0	-35.4	-42.0	8.0	1195	15.4
2	S	0.25	-50.0	0.0	-0.5	32.7	42.0	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	-0.00023	0	0.500	14.0	73	0.00011 (0.00011)	433	0.046 (0.20)	159.76	0.00
2	S	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00000 (0.00000)	387	0.001 (0.20)	-386.75	0.00

Si adottano spille 8Ø10/mq

10.6.2 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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	50.0
3	50.0	50.0
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	42.0	14
3	42.0	42.0	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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	92 di 195

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	54.29	-71.32	154.39
2	39.60	61.45	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	41.64	-48.91	0.00
2	30.76	44.75	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	33.20	-36.02 (-148.06)	0.00 (0.00)
2	25.04	42.30 (143.63)	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	7.88	2.66 (182.96)	0.00 (0.00)
2	7.88	35.85 (138.94)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	93 di 195

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 6.5 cm

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	54.29	-71.32	54.36	-261.52	3.67	30.8(15.0)
2	S	39.60	61.45	39.72	258.88	4.21	30.8(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 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	-0.00079	-42.0	8.0	-0.01901	42.0	42.0
2	0.00350	-50.0	50.0	-0.00082	-42.0	42.0	-0.01916	-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	-0.000536045	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000539606	-0.023480289	----	----

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.

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	94 di 195

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	154.39	1161.86	231.95	47.4 39.4	100.0	2.500	1.006	4.0	6.0(0.0)
2	S	0.00	1682.54	92.82	47.4 39.4	100.0	1.000	1.005	0.0	6.0(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	2.06	-50.0	0.0	-70.5	32.7	42.0	1245	15.4
2	S	1.89	-50.0	50.0	-66.9	-42.0	8.0	1245	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 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]
 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	-0.00045	0	0.500	14.0	73	0.00021 (0.00021)	441	0.093 (0.20)	-147.09	0.00
2	S	-0.00042	0	0.500	14.0	73	0.00020 (0.00020)	441	0.088 (0.20)	144.89	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	1.52	-50.0	0.0	-51.1	32.7	42.0	1245	15.4
2	S	1.78	-50.0	50.0	-64.5	-42.0	8.0	1245	15.4

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	95 di 195

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00033	0	0.500	14.0	73	0.00015 (0.00015)	441	0.068 (0.20)	-148.06	0.00
2	S	-0.00041	0	0.500	14.0	73	0.00019 (0.00019)	441	0.085 (0.20)	143.63	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	0.11	-50.0	50.0	-2.2	-42.0	8.0	1045	15.4
2	S	1.51	-50.0	50.0	-59.0	-42.0	8.0	1295	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	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00001 (0.00001)	410	0.003 (0.20)	182.96	0.00
2	S	-0.00037	0	0.500	14.0	73	0.00018 (0.00018)	448	0.079 (0.20)	138.94	0.00

Si adottano spille 8Ø10/mq

10.6.3 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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	96 di 195

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
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	42.0	14
3	42.0	42.0	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	69.69	-7.08	79.19
2	193.96	82.80	79.19
3	198.72	98.31	59.12
4	86.34	10.65	59.12

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	122.63	26.60	0.00
2	141.44	58.36	0.00
3	141.97	67.65	0.00
4	167.10	21.06	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	108.18	21.90 (227.63)	0.00 (0.00)
2	127.00	52.57 (168.01)	0.00 (0.00)
3	-121.11	52.71 (112.82)	0.00 (0.00)
4	143.05	23.26 (274.30)	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	61.73	7.40 (436.34)	0.00 (0.00)
2	83.66	35.21 (167.32)	0.00 (0.00)
3	83.66	35.21 (167.32)	0.00 (0.00)
4	61.73	7.40 (436.34)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.5 cm

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	69.69	-7.08	69.70	-158.60	23.61	23.1(15.0)
2	S	193.96	82.80	193.75	285.48	3.42	23.1(15.0)
3	S	198.72	98.31	198.76	286.41	2.89	23.1(15.0)
4	S	86.34	10.65	86.46	265.61	23.93	23.1(15.0)

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)

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	98 di 195

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	-0.00136	-42.0	8.0	-0.02203	42.0	42.0
2	0.00350	-50.0	50.0	-0.00074	-42.0	42.0	-0.01875	-42.0	8.0
3	0.00350	-50.0	50.0	-0.00072	-42.0	42.0	-0.01867	-42.0	8.0
4	0.00350	-50.0	50.0	-0.00104	-42.0	42.0	-0.02033	-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	-0.000607851	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000529715	-0.022985758	----	----
3	0.000000000	0.000527935	-0.022896743	----	----
4	0.000000000	0.000567299	-0.024864973	----	----

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 parallele. 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	79.19	1173.07	233.77	47.7 39.7	100.0	2.500	1.008	2.0	6.0(0.0)
2	S	79.19	1179.89	231.77	47.4 39.4	100.0	2.500	1.023	2.1	6.0(0.0)
3	S	59.12	1180.27	231.72	47.3 39.3	100.0	2.500	1.023	1.5	6.0(0.0)
4	S	59.12	1170.47	232.80	47.5 39.5	100.0	2.500	1.010	1.5	6.0(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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	99 di 195

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	1.07	-50.0	50.0	-11.5	-42.0	8.0	845	15.4
2	S	2.51	-50.0	50.0	-56.0	-32.7	8.0	1095	15.4
3	S	2.93	-50.0	50.0	-71.2	-42.0	8.0	1145	15.4
4	S	0.83	-50.0	50.0	-1.1	-42.0	8.0	795	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} 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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 $A_{c\ eff}$ [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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00008	0	0.500	14.0	73	0.00003 (0.00003)	379	0.013 (0.20)	217.55	0.00
2	S	-0.00037	0	0.500	14.0	73	0.00017 (0.00017)	417	0.070 (0.20)	168.15	0.00
3	S	-0.00047	0	0.500	14.0	73	0.00021 (0.00021)	425	0.091 (0.20)	162.66	0.00
4	S	-0.00002	0	0.500	14.0	73	0.00000 (0.00000)	371	0.001 (0.20)	393.17	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	0.88	-50.0	50.0	-8.1	-42.0	8.0	795	15.4
2	S	2.26	-50.0	50.0	-50.5	-42.0	8.0	1095	15.4
3	S	2.05	-50.0	50.0	-131.7	-23.3	8.0	1395	15.4
4	S	0.91	-50.0	50.0	-4.6	-42.0	8.0	795	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	-0.00006	0	0.500	14.0	73	0.00002 (0.00002)	371	0.009 (0.20)	227.63	0.00
2	S	-0.00033	0	0.500	14.0	73	0.00015 (0.00015)	417	0.063 (0.20)	168.01	0.00
3	S	-0.00081	0	0.500	14.0	73	0.00040 (0.00040)	464	0.183 (0.20)	112.82	0.00
4	S	-0.00004	0	0.500	14.0	73	0.00001 (0.00001)	371	0.005 (0.20)	274.30	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	0.30	-50.0	50.0	-0.2	-42.0	8.0	845	15.4
2	S	1.52	-50.0	50.0	-34.2	-42.0	8.0	1095	15.4
3	S	1.52	-50.0	50.0	-34.2	-42.0	8.0	1095	15.4

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	100 di 195

4 S 0.30 -50.0 50.0 -0.2 -42.0 8.0 845 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	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00000 (0.00000)	379	0.000 (0.20)	436.34	0.00
2	S	-0.00023	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	417	0.043 (0.20)	167.32	0.00
3	S	-0.00023	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	417	0.043 (0.20)	167.32	0.00
4	S	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00000 (0.00000)	379	0.000 (0.20)	436.34	0.00

Si adottano spille 12Ø8/mq

10.6.4 Tabella riassuntiva armature

	Inc. Armature [kg/mc]
Soletta inf.	80
Soletta sup.	80
Piedritto	65

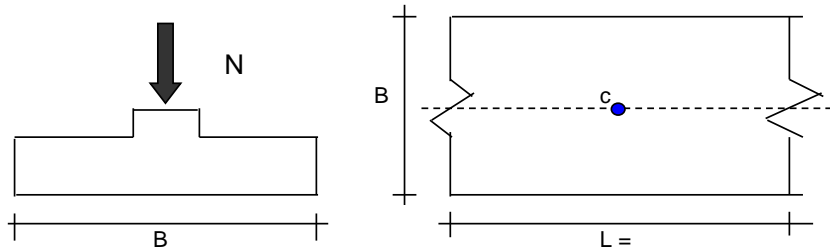
(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 20% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature)

10.7 Verifica dei cedimenti a lungo termine

Peso	4	x	3 =	12.00 mq							
	3	x	2 =	-6.00 mq							
				6.00 mq							
				Peso	150 kN	x	1	SLE	150.00 kN		
Pacchetto stradale superiore	0.13	x	4 x	18	9.36 kN						
Ricoprimento	0.11	x	4 x	20	8.8 kN						
					18.16 kN	x	1		18.16 kN		
									168.16 kN		

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

$$\delta_{ot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 4.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 168.16 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 42.04 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

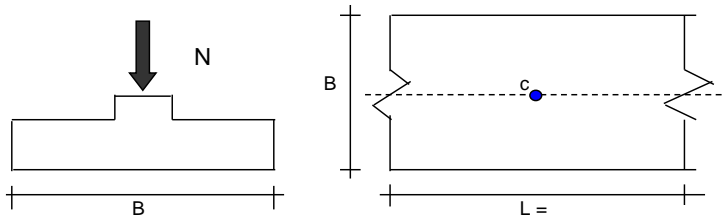
Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1		9.00	0.0	9.0	1.0	15000	0.30	1.18
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 1.18 \text{ (cm)}$$

10.8 Verifica dei cedimenti a breve termine

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 4.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 168.16 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 42.04 (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		9.00	0.0	9.0	1.0	45000	0.30	0.39
-		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	-

$$\delta_{ctot} = 0.39 \text{ (cm)}$$

Per l'anadamento dei cedimenti nel tempo vedasi relazione "Relazione di calcolo Rilevati stradali NR1J01D29CLGE0005005B".

10.9 Verifica di portanza

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

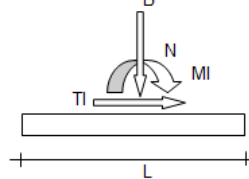
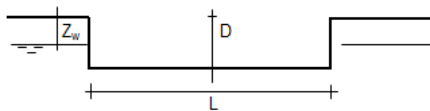
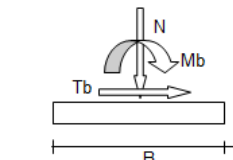
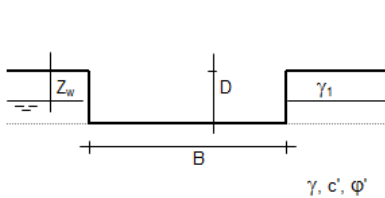
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

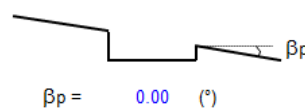
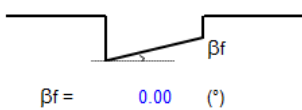
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	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	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●		1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 4.00 (m)
L = 1.00 (m)
D = 3.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	494.00		494.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]			0.00
TI [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)
 $\phi' = 26.00$ (°)

Valori di progetto

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

Profondità della falda

$Z_w = 25.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 4.00$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 48.00$ (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

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

$N_q = 11.85$

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

$N_c = 22.25$

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

$N_\gamma = 12.54$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$s_c = 1.13$

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

$s_q = 1.12$

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	105 di 195

$$s_{\gamma} = 0.90$$

i_c, i_q, i_{γ} : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.80 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.20 \quad m = 1.80 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

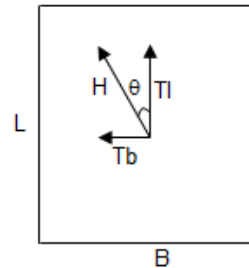
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_{\gamma} = 1.00$$



d_c, d_q, d_{γ} : **fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.38$$

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

$$d_c = 1.42$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$d_{\gamma} = 1.00$$

b_c, b_q, b_{γ} : **fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_{\gamma} = 1.00$$

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	106 di 195

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 974.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 123.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 423.48 \geq q = 123.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot \gamma_1 \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

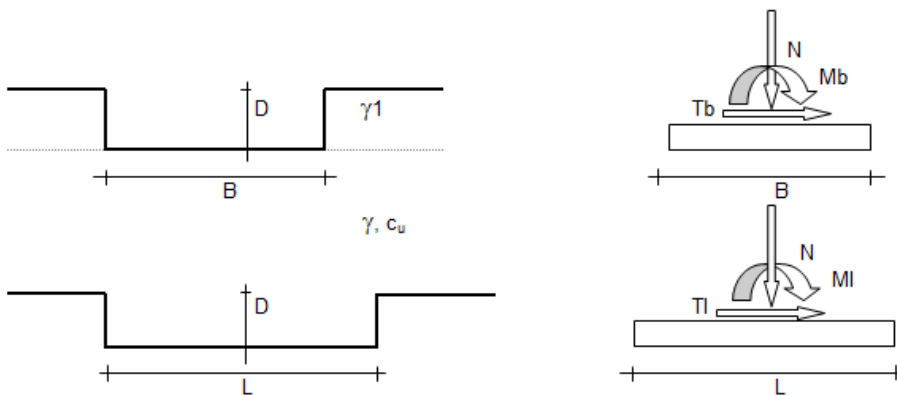
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 4.00 (m)
L = 1.00 (m)
D = 3.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	494.00	0.00	494.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [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

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

$$B^* = 4.00 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 48.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

$$s_c = 1.05$$

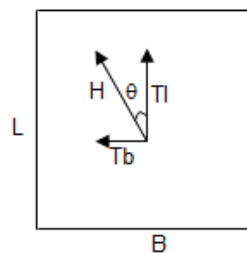
i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.80$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.20$$

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

$$m = 1.80$$



Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	109 di 195

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

$$i_c = 1.00$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.50$$

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

$$q_{lim} = 452.67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 123.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

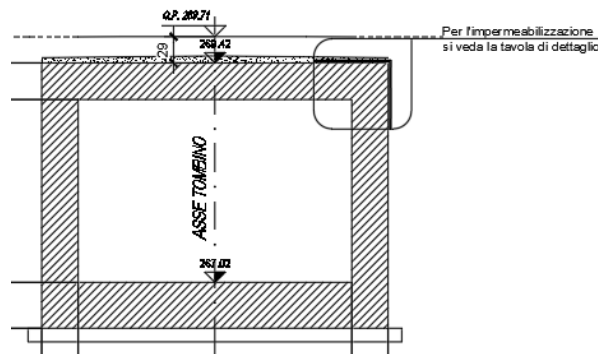
Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 196.81 \geq q = 123.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

11 TOMBINO TIPO 3: 2.00 X 2.00

La dimensione interna è di 2.00m e l'altezza interna pari a 2.00m, con soletta superiore di spessore 0.50m, piedritti di spessore 0.50m e soletta inferiore di spessore 0.50m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



11.1 Geometria

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	L_{tot}	3.00	m
larghezza utile scatolare	L_{int}	2.00	m
larghezza interasse	L_a	2.50	m
spessore soletta superiore	S_s	0.50	m
spessore piedritti	S_p	0.50	m
spessore fondazione	S_f	0.50	m
altezza totale scatolare	H_{tot}	3.00	m
altezza libera scatolare	H_{int}	2.00	m
spessore pacchetto stradale superiore	$H_{p_{sup}}$	0.13	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{r_{sup}}$	0.11	m
spessore pacchetto stradale inferiore	$H_{p_{inf}}$	0.00	m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{r_{inf}}$	0.00	m

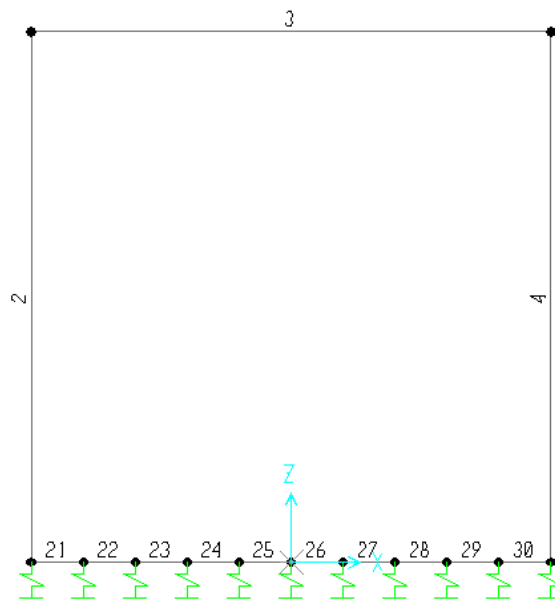
11.2 Modello di calcolo

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.



Numerazione aste nodi

11.3 Valutazione della rigidità delle molle

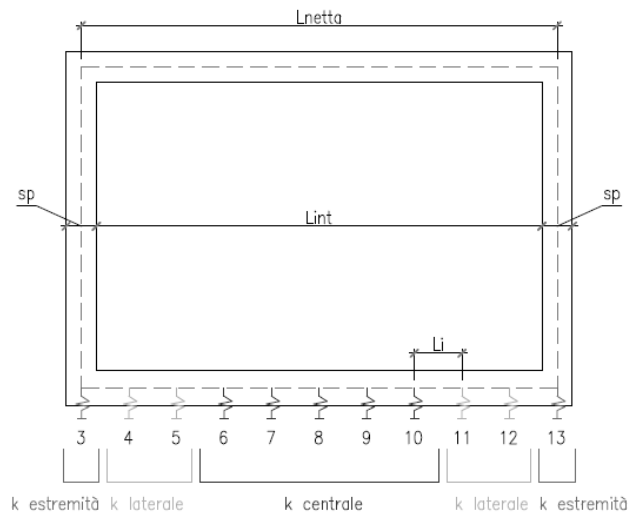
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a $K= 3000 \text{ kN/mc}$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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

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

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

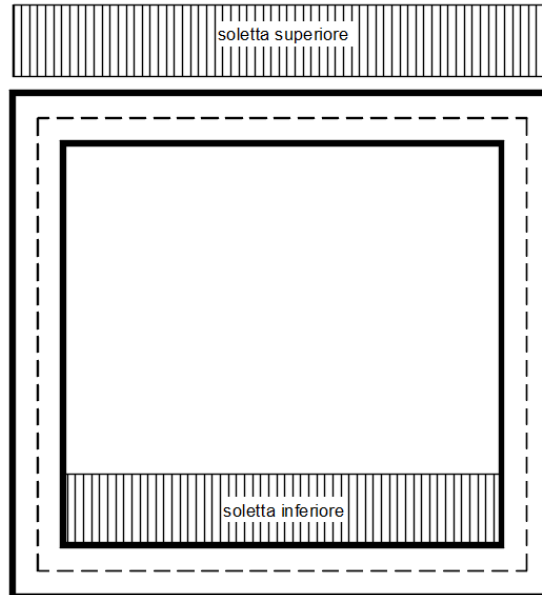
Molle laterali $k_3 = 2 * k *(i/2+ S_p/2)$ [kN/m]



11.4 Analisi dei carichi

11.4.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	2.20 kN/m
	- Totale	5.20 kN/m
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	- Totale	0.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	12.50 kN/m

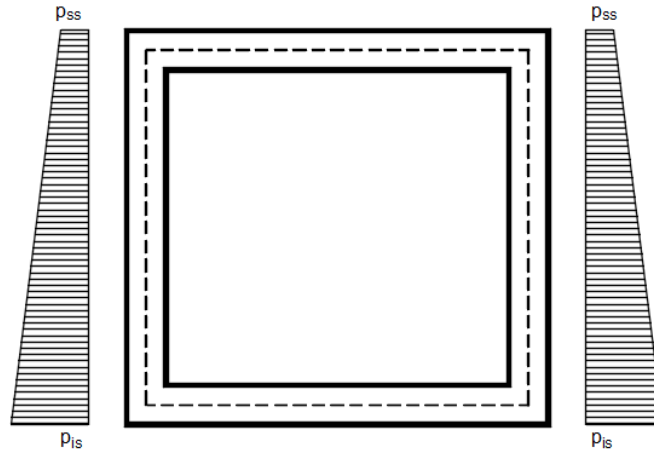


Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 1.30 kN.

11.4.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 35^\circ$ 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 $K_0 = 0.43$. Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

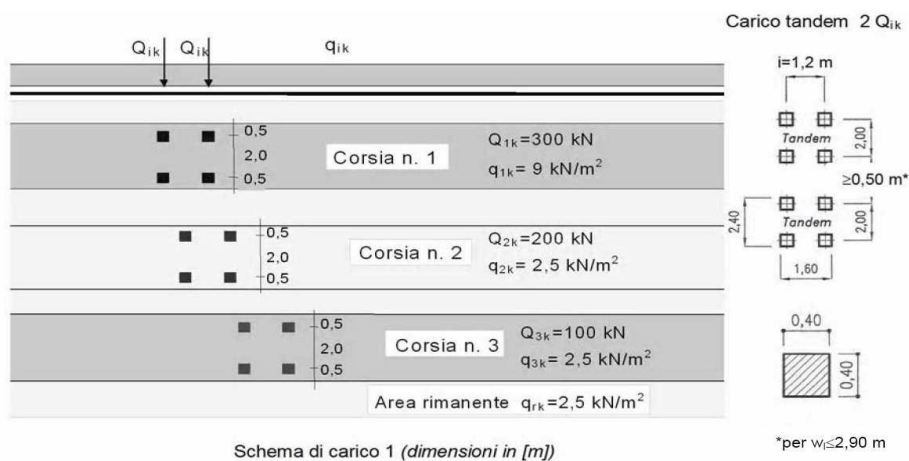
$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_0 * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 4.2 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 25.5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



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 0.78 kN ed inferiore con valore pari a 6.64 kN.

11.4.3 Ripartizione dei carichi mobili verticali

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



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

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

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

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

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

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

$q_{ik} =$ **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

$$L_L = 2.58 \text{ m}$$

$$L_{T1} = 3.38 \text{ m} \quad q_{ik} = 68.8 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T2} = 6.38 \text{ m} \quad q_{ik} = 60.8 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T3} = 9.38 \text{ m} \quad q_{ik} = 49.6 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a 9.0 kN/mq.

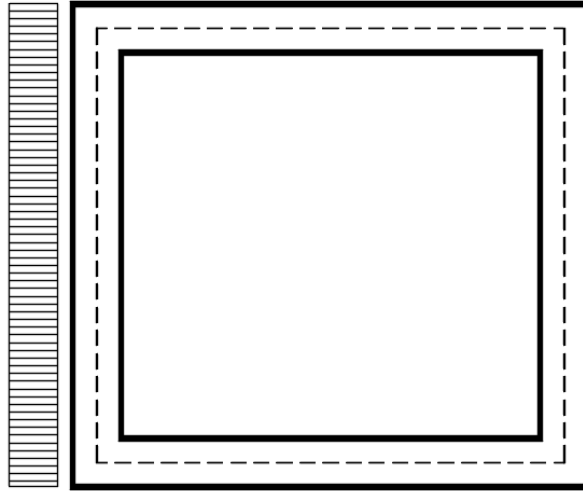
Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 17.20 kN per i carichi concentrati e valore pari a 2.25 kN per il carico distribuito.

11.4.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato si considera un carico verticale pari a 20 kN/mq.

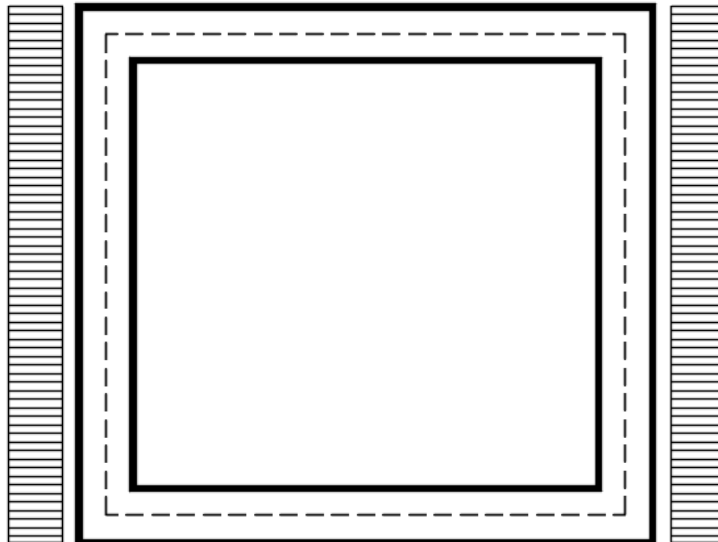
$$q_1 * K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

e) 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 2.13 kN ed inferiore con valore pari a 2.13 kN.

f) 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 2.13 kN ed inferiore con valore pari a 2.13 kN.

11.4.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2Q_k1) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 368 \text{ kN}$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m} \quad (\text{larghezza della corsia})$$

$$L = 3.00 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 8.2 \text{ kN/m}^2$$

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

11.4.6 Variazione termica

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

11.4.7 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

Cl_s 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	=	1000	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A _c	=	500000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità φ(t,t₀) e modulo elastico EC_t a tempo "t"

φ(t, t ₀) = φ ₀ β _c (t, t ₀) =		1.982	
φ ₀ = φ RH β _c (f _{cm}) β _c (t ₀) =	131.52	coeff nominale di viscosità	
φ _{RH} = 1 + $\left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$	1.228	coeff che tiene conto dell'umidità	
α ₁ = $\begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} =$	0.932	coeff per la resistenza del cls	
α ₂ = $\begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} =$	0.980	coeff per la resistenza del cls	
β _c (f _{cm}) = $\frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$	2.700	coeff che tiene conto della resistenza del cls	
β _c (t ₀) = $\frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$	0.649	coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo	
t ₀ = 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	
α =	1	coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)	
β _c (t, t ₀) = $\left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u,3} =$	0.984	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo	
β _H = 1.5[1 + (0.012 RH) ¹⁸] h ₀ + 250α ₃ ≤ 1500α ₃ =	1382.5	coeff che tiene conto dell'umidità relativa	

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	120 di 195

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

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

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000337 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{ca,0} = 0.000285 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.952825$$

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

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

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

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

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

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

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,0} = 0.000052 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

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

$$\varepsilon_{ca,0} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000052$$

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.31 \text{ } ^\circ\text{C}$$

11.4.8 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_0 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

$$F_{sis} = a_{max} * \gamma * H_{tot} = 8.64 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma * 1m = 1.80 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 10.44 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto sx})$$

$$\text{Totale} = 1.80 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto dx})$$

$$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 0.69 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 1.44 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2 = 2.24 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

$$\text{Totale} = 4.37 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 2.61 kN ed inferiore con valore pari a 2.61 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.45 kN ed inferiore con valore pari a 0.45 kN.

Sisma verticale

$$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m = 0.90 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$F_q = 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2 = 1.12 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

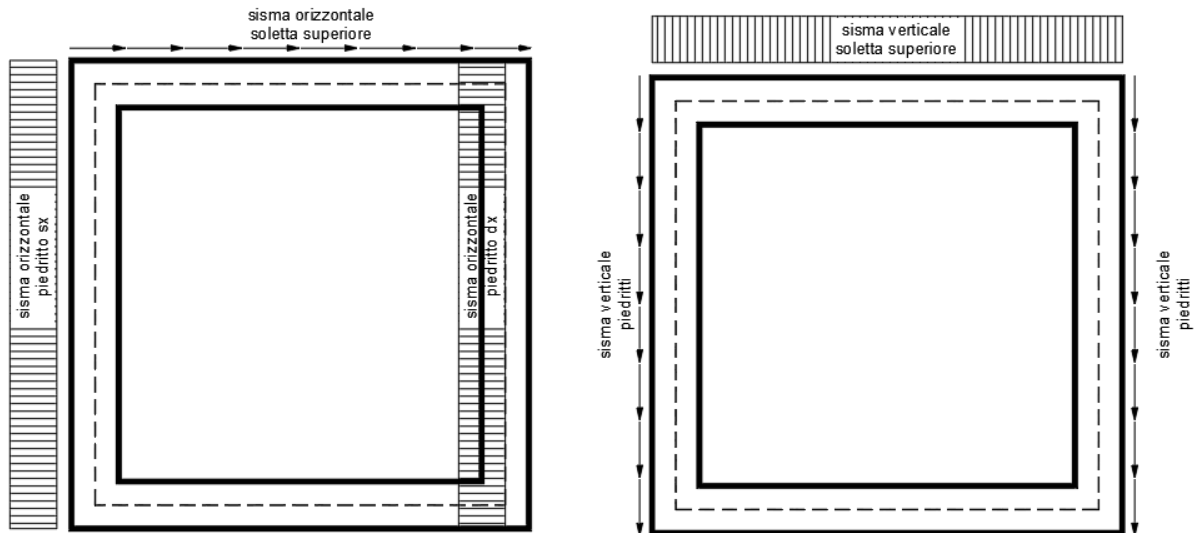
$$F_{inr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 0.35 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 0.72 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$\text{Totale} = 2.19 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 0.55 kN.

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



11.4.9 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:

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

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

11.5 diagrammi delle sollecitazioni

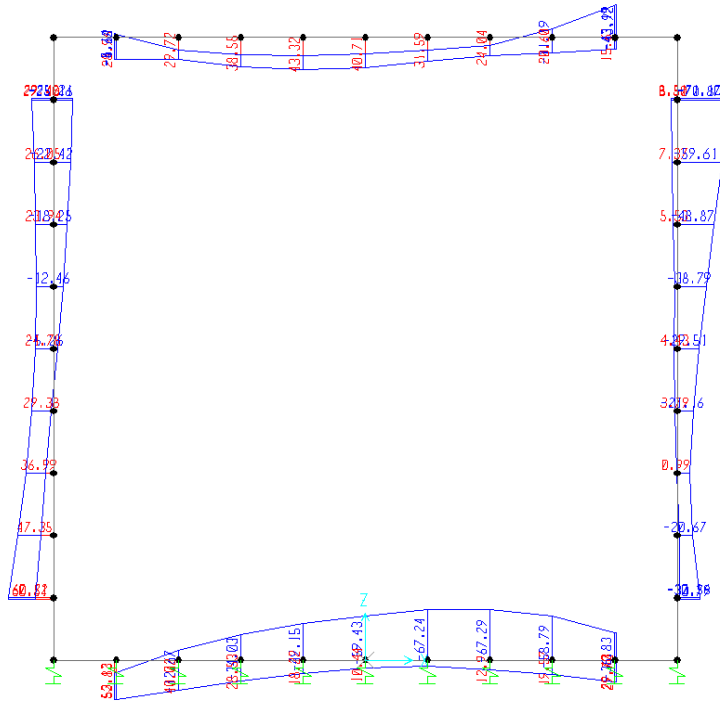


Fig. 17 – Involuppo momenti flettenti SLU

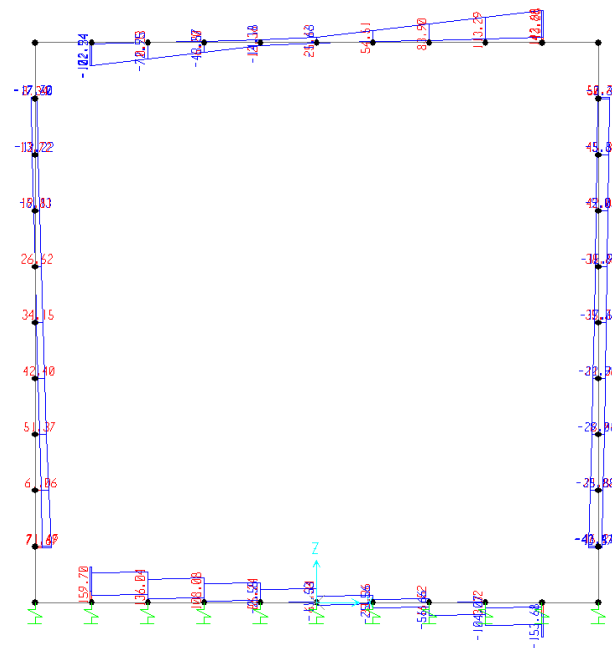


Fig. 18 – Involuppo sforzi taglianti SLU

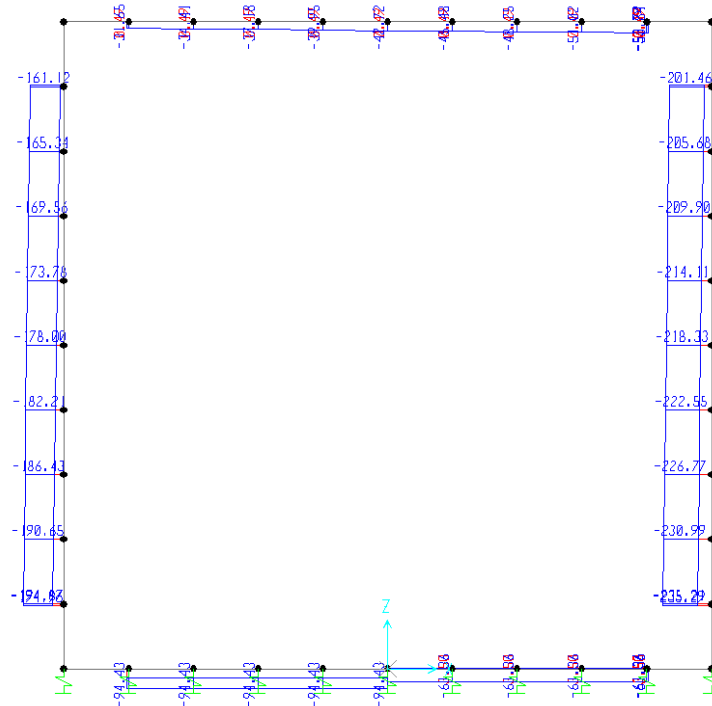


Fig. 19 – Inviluppo azioni assiali SLU

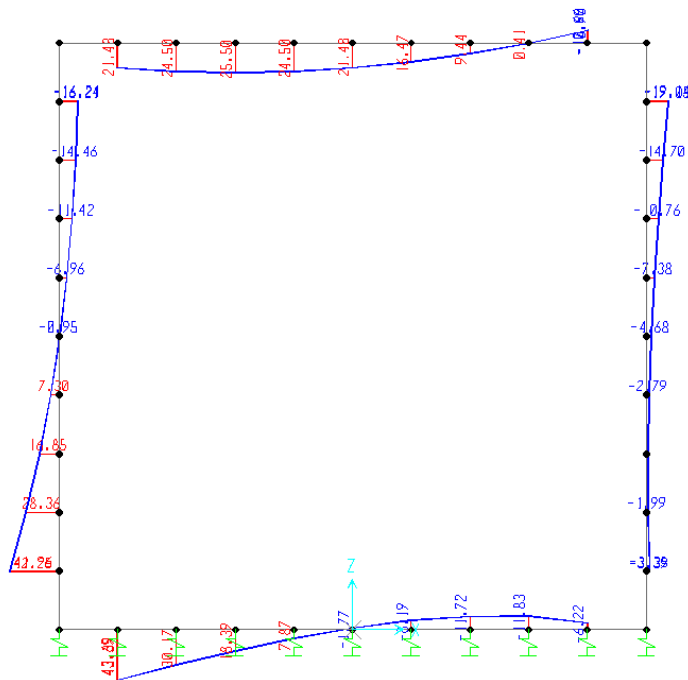


Fig. 20 – Inviluppo momenti flettenti SLV

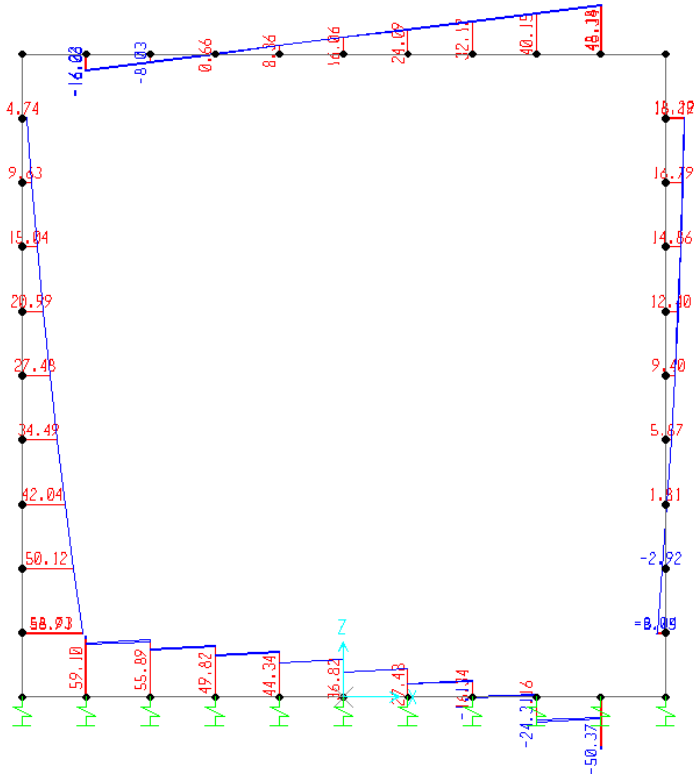


Fig. 21 – Involupto sforzi taglienti SLV

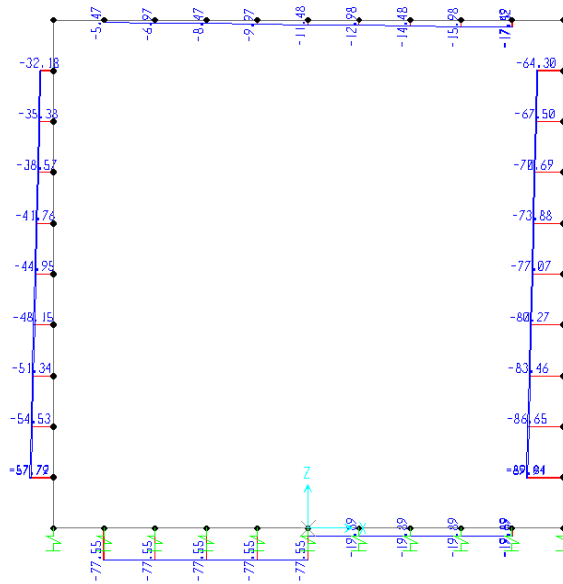


Fig. 22 – Involupto azioni assiali SLV

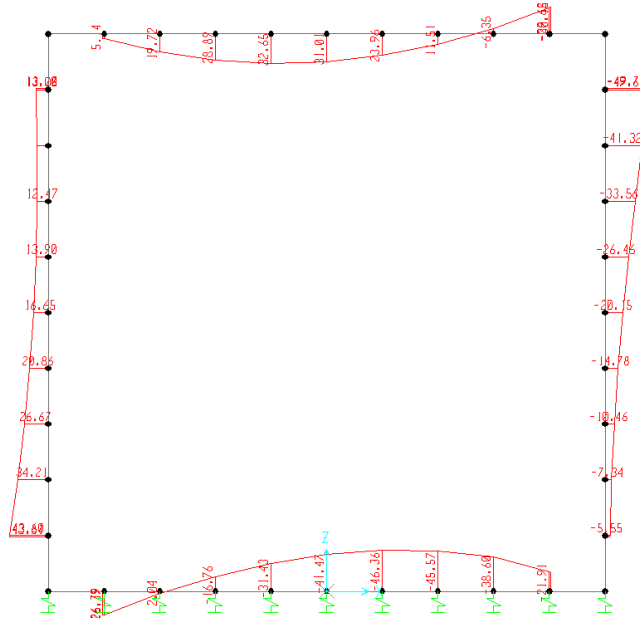


Fig. 23 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

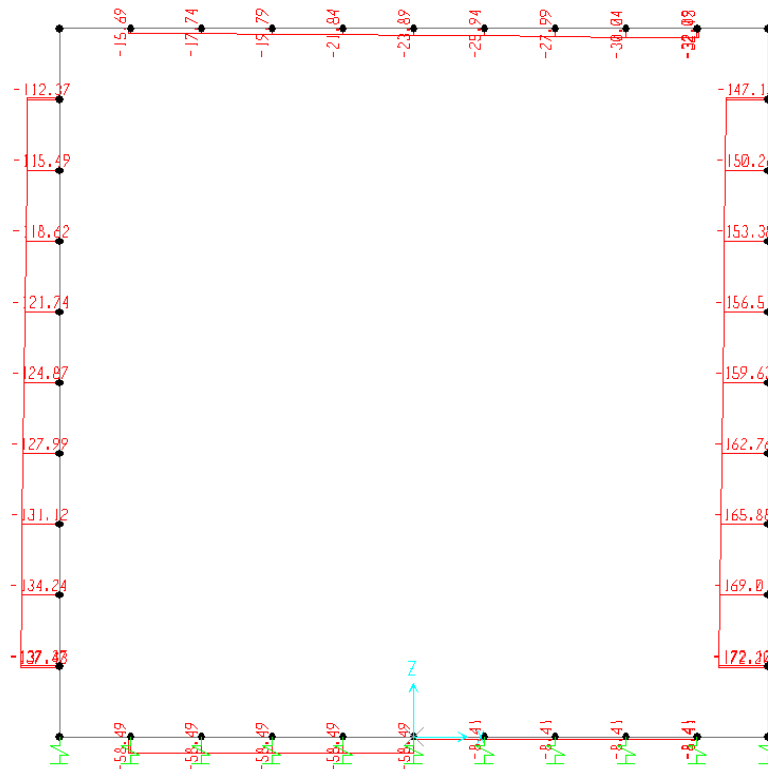


Fig. 24 – Involuppo azioni assiali SLE rara

11.6 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	C.C. M_{max}	N (kN)	M_{max} (kNm)	T_{max}
soletta inferiore	SLU11-STR	94.43	53.12	159.70
	SLU14-STR	-3.50	-67.29	-
soletta superiore	SLU14-STR	42.63	-43.92	143.28
	SLU14-STR	28.74	43.32	-
piedritti	SLU11-STR	18.39	-25.21	71.69
	SLU14-STR	185.04	60.51	71.69
	SLU14-STR	201.37	71.10	50.77
	SLU06-STR	35.27	-8.51	50.77

Elemento	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	58.49	26.79	soletta inferiore	54.96	25.40	soletta inferiore	44.36	21.23
	8.41	-46.36		17.40	-32.80		44.36	7.05
soletta superiore	32.13	-30.15	soletta superiore	24.14	-19.76	soletta superiore	0.19	11.39
	21.84	32.65		16.43	29.43		0.19	20.33
piedritti	115.49	12.24	piedritti	94.04	7.81	piedritti	26.49	-6.21
	137.43	43.81		115.98	38.31		51.61	21.79
	147.07	49.78		-116.92	35.78		51.61	21.79
	172.20	5.52		138.86	9.11		26.49	-6.21

11.6.1 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
	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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	129 di 195

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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	50.0
3	50.0	50.0
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	42.0	14
3	42.0	42.0	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	94.43	53.12	159.70
2	-3.50	-67.29	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	58.49	26.79	0.00
2	8.41	-46.36	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	54.96	25.40 (167.51)	0.00 (0.00)
2	17.40	-32.80 (-142.84)	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	44.36	21.23 (166.20)	0.00 (0.00)
2	44.36	7.05 (297.32)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.5 cm

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	94.43	53.12	94.58	268.77	5.06	30.8(15.0)
2	S	-3.50	-67.29	-3.51	-251.07	3.73	30.8(15.0)

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.)
	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	50.0	-0.00071	-42.0	42.0	-0.01860	-42.0	8.0
2	0.00350	-50.0	0.0	-0.00090	-42.0	8.0	-0.01960	42.0	42.0

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	0.000526155	-0.022807728	----	----
2	0.000000000	-0.000549991	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	159.70	1165.85	231.66	47.3 39.3	100.0	2.500	1.011	4.1	6.0(0.0)
2	S	0.00	1676.82	92.94	47.5 39.5	100.0	1.000	1.000	0.0	6.0(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 [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	132 di 195

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	1.11	-50.0	50.0	-27.6	-32.7	8.0	1145	15.4
2	S	1.95	-50.0	0.0	-76.9	32.7	42.0	1295	15.4

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

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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00018	0	0.500	14.0	73	0.00008 (0.00008)	425	0.035 (0.20)	167.85	0.00
2	S	-0.00049	0	0.500	14.0	73	0.00023 (0.00023)	448	0.103 (0.20)	-138.48	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	1.06	-50.0	50.0	-26.3	-42.0	8.0	1145	15.4
2	S	1.38	-50.0	0.0	-50.7	32.7	42.0	1245	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	-0.00017	0	0.500	14.0	73	0.00008 (0.00008)	425	0.034 (0.20)	167.51	0.00
2	S	-0.00032	0	0.500	14.0	73	0.00015 (0.00015)	441	0.067 (0.20)	-142.84	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	0.88	-50.0	50.0	-22.5	-42.0	8.0	1145	15.4
2	S	0.26	-50.0	50.0	-1.2	-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	-0.00015	0	0.500	14.0	73	0.00007 (0.00007)	425	0.029 (0.20)	166.20	0.00
2	S	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00000 (0.00000)	387	0.001 (0.20)	297.32	0.00

Si adottano spille 8Ø10/mq

11.6.2 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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	50.0
3	50.0	50.0
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	42.0	14
3	42.0	42.0	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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	134 di 195

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	42.63	-43.92	143.28
2	28.74	43.32	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	32.13	-30.15	0.00
2	21.84	32.65	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	24.14	-19.76 (-152.33)	0.00 (0.00)
2	16.43	29.43 (143.20)	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	0.19	11.39 (136.51)	0.00 (0.00)
2	0.19	20.33 (136.42)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	135 di 195

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 6.5 cm

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	42.63	-43.92	42.57	-259.39	5.91	30.8(15.0)
2	S	28.74	43.32	28.67	256.88	5.93	30.8(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 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	-0.00081	-42.0	8.0	-0.01913	42.0	42.0
2	0.00350	-50.0	50.0	-0.00084	-42.0	42.0	-0.01928	-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	-0.000538913	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000542276	-0.023613812	----	----

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.

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	136 di 195

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	143.28	1160.68	232.03	47.4 39.4	100.0	2.500	1.005	3.7	6.0(0.0)
2	S	0.00	1680.94	92.85	47.4 39.4	100.0	1.000	1.003	0.0	6.0(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	1.27	-50.0	0.0	-41.4	32.7	42.0	1245	15.4
2	S	1.38	-50.0	50.0	-49.0	-42.0	8.0	1245	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 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]
 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	-0.00026	0	0.500	14.0	73	0.00012 (0.00012)	441	0.055 (0.20)	-150.08	0.00
2	S	-0.00031	0	0.500	14.0	73	0.00015 (0.00015)	441	0.065 (0.20)	144.64	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	0.83	-50.0	0.0	-26.2	32.7	42.0	1195	15.4
2	S	1.24	-50.0	50.0	-45.2	-32.7	8.0	1245	15.4

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	137 di 195

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00017	0	0.500	14.0	73	0.00008 (0.00008)	433	0.034 (0.20)	-152.33	0.00
2	S	-0.00029	0	0.500	14.0	73	0.00014 (0.00014)	441	0.060 (0.20)	143.20	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	0.48	-50.0	50.0	-19.5	-42.0	8.0	1295	15.4
2	S	0.85	-50.0	50.0	-34.9	-42.0	8.0	1295	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	-0.00012	0	0.500	14.0	73	0.00006 (0.00006)	448	0.026 (0.20)	136.51	0.00
2	S	-0.00022	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	448	0.047 (0.20)	136.42	0.00

Si adottano spille 8Ø10/mq

11.6.3 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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	138 di 195

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
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	42.0	14
3	42.0	42.0	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	18.39	-25.21	71.69
2	185.04	60.51	71.69
3	201.37	71.10	50.77
4	35.27	-8.51	50.77

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	115.49	12.24	0.00
2	137.43	43.81	0.00
3	147.07	49.78	0.00
4	172.20	5.52	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	94.04	7.81 (141600.88)	0.00 (0.00)
2	115.98	38.31 (179.40)	0.00 (0.00)
3	-116.92	35.78 (105.68)	0.00 (0.00)
4	138.86	9.11 (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	26.49	-6.21 (-208.56)	0.00 (0.00)
2	51.61	21.79 (167.19)	0.00 (0.00)
3	51.61	21.79 (167.19)	0.00 (0.00)
4	26.49	-6.21 (-208.56)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.5 cm

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	18.39	-25.21	18.63	-149.38	5.95	23.1(15.0)
2	S	185.04	60.51	184.77	283.82	4.63	23.1(15.0)
3	S	201.37	71.10	201.54	286.92	3.99	23.1(15.0)
4	S	35.27	-8.51	35.26	-152.38	18.30	23.1(15.0)

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)

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	140 di 195

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	-0.00148	-42.0	8.0	-0.02263	42.0	42.0
2	0.00350	-50.0	50.0	-0.00076	-42.0	42.0	-0.01888	-42.0	8.0
3	0.00350	-50.0	50.0	-0.00072	-42.0	42.0	-0.01863	-42.0	8.0
4	0.00350	-50.0	0.0	-0.00144	-42.0	8.0	-0.02243	42.0	42.0

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	-0.000622093	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000532880	-0.023144008	----	----
3	0.000000000	0.000526946	-0.022847290	----	----
4	0.000000000	-0.000617445	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.[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	71.69	1167.59	234.08	47.7 39.7	100.0	2.500	1.002	1.8	6.0(0.0)
2	S	71.69	1179.15	231.86	47.4 39.4	100.0	2.500	1.022	1.9	6.0(0.0)
3	S	50.77	1180.48	231.69	47.3 39.3	100.0	2.500	1.024	1.3	6.0(0.0)
4	S	50.77	1169.41	233.98	47.7 39.7	100.0	2.500	1.004	1.3	6.0(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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	141 di 195

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	0.50	-50.0	50.0	0.3	-42.0	8.0	0	0.0
2	S	1.85	-50.0	50.0	-33.5	-32.7	8.0	1045	15.4
3	S	2.12	-50.0	50.0	-40.5	-42.0	8.0	1045	15.4
4	S	0.46	-50.0	50.0	3.5	-23.3	8.0	----	----

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 f_{ctm}

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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

sr max Massima distanza tra le fessure [mm]

wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00001	0		.0	73	0.00000 (0.00000)	0	0.000 (0.20)	618.68	0.00
2	S	-0.00023	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	410	0.041 (0.20)	181.60	0.00
3	S	-0.00027	0	0.500	14.0	73	0.00012 (0.00012)	410	0.050 (0.20)	177.96	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	0.36	-50.0	50.0	0.9	-42.0	8.0	0	0.0
2	S	1.63	-50.0	50.0	-30.4	-42.0	8.0	1045	15.4
3	S	1.28	-50.0	50.0	-101.6	-32.7	8.0	1445	15.4
4	S	0.47	-50.0	50.0	1.8	-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	0.00000	0	0.500	14.0	73	0.00012 (0.00012)	0	0.000 (0.20)	141600.88	0.00
2	S	-0.00020	0	0.500	14.0	73	0.00009 (0.00009)	410	0.037 (0.20)	179.40	0.00
3	S	-0.00062	0	0.500	14.0	73	0.00030 (0.00030)	472	0.144 (0.20)	105.68	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.
1	S	0.28	-50.0	0.0	-4.9	21.0	42.0	905	7.7
2	S	0.94	-50.0	50.0	-21.2	-32.7	8.0	1095	15.4
3	S	0.94	-50.0	50.0	-21.2	-32.7	8.0	1095	15.4

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	142 di 195

4 S 0.28 -50.0 0.0 -4.9 21.0 42.0 905 7.7

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	-0.00003	0	0.500	14.0	73	0.00001 (0.00001)	528	0.008 (0.20)	-208.56	0.00
2	S	-0.00014	0	0.500	14.0	73	0.00006 (0.00006)	417	0.027 (0.20)	167.19	0.00
3	S	-0.00014	0	0.500	14.0	73	0.00006 (0.00006)	417	0.027 (0.20)	167.19	0.00
4	S	-0.00003	0	0.500	14.0	73	0.00001 (0.00001)	528	0.008 (0.20)	-208.56	0.00

Si adottano spille 12Ø8/mq

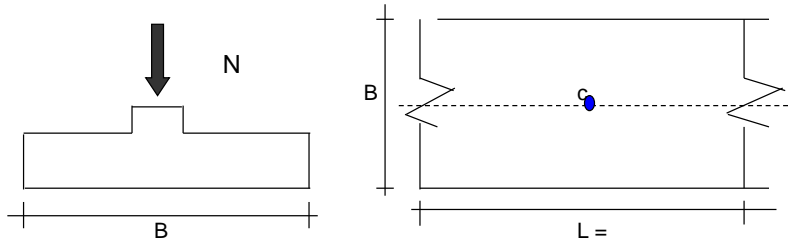
11.6.4 Tabella riassuntiva armature

	Inc. Armature [kg/mc]
Soletta inf.	80
Soletta sup.	80
Piedritto	65

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

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 138.62 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 46.21 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

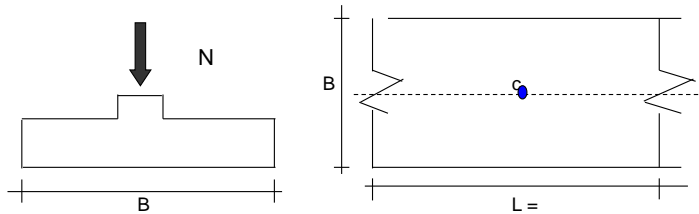
Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1		8.00	0.0	8.0	1.0	15000	0.30	1.06
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 1.06 \text{ (cm)}$$

11.8 Verifica dei cedimenti a breve termine

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 138.62 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 46.21 (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	0.35
-		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	-

$$\delta_{ctot} = 0.35 \text{ (cm)}$$

Per l'anadamento dei cedimenti nel tempo vedasi relazione "Relazione di calcolo Rilevati stradali NR1J01D29CLGE0005005B".

11.9 Verifica di portanza

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 ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

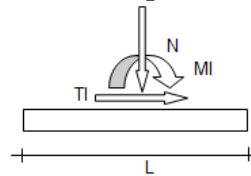
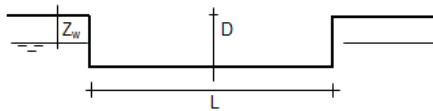
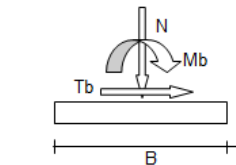
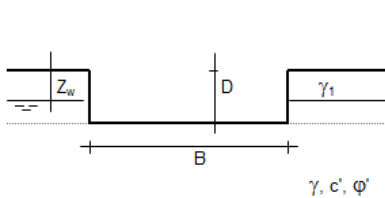
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

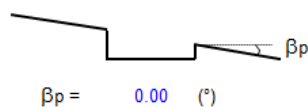
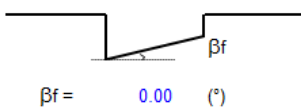
coefficienti parziali

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 = 3.00 (m)
L = 1.00 (m)
D = 3.00 (m)



Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	147 di 195

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	471.00		471.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]			0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 26.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 26.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 25.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 3.00 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 48.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 11.85$$

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

$$N_c = 22.25$$

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

$$N_\gamma = 12.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.18$$

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

$$s_q = 1.16$$

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	148 di 195

$$s_\gamma = 0.87$$

i_c, i_q, i_γ : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.75 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

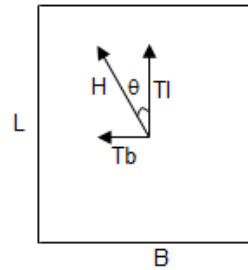
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

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

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

$$d_q = 1.38$$

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

$$d_c = 1.42$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	149 di 195

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 4$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1002.67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 157.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 435.94 \geq q = 157.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

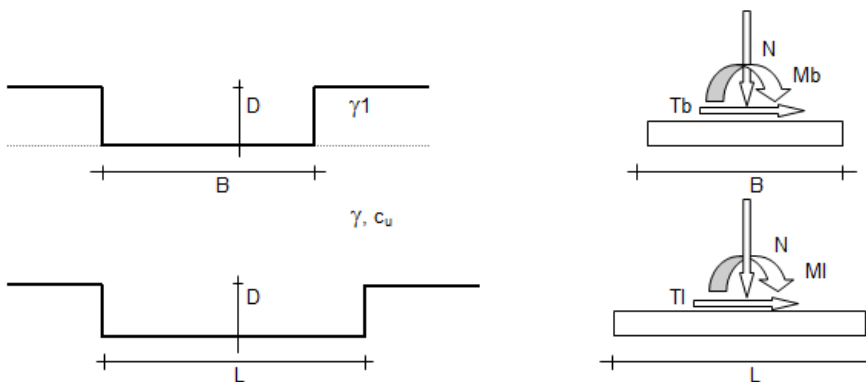
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

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

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

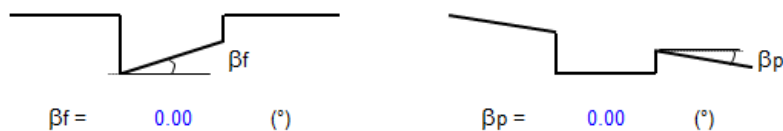
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali					
	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	



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 3.00 (m)
L = 1.00 (m)
D = 3.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	471.00	0.00	471.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

$$B^* = 3.00 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 48.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

$$s_c = 1.07$$

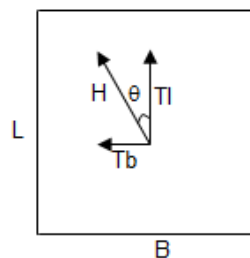
i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25$$

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

$$m = 1.75$$



Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	152 di 195

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

$$i_c = 1.00$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.50$$

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

$$q_{lim} = 459.10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 157.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

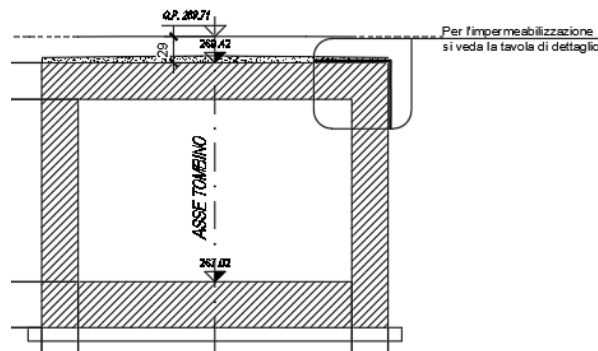
Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 199.61 \geq q = 157.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

12 TOMBINO TIPO 4: 1.60 X 1.00

La dimensione interna è di 1.60m e l'altezza interna pari a 1.00m, con soletta superiore di spessore 0.40m, piedritti di spessore 0.40m e soletta inferiore di spessore 0.40m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



12.1 Geometria

DATI GEOMETRICI				
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.	
larghezza totale scatolare	L_{tot}	2.40	m	
larghezza utile scatolare	L_{int}	1.60	m	
larghezza interasse	L_a	2.00	m	
spessore soletta superiore	S_s	0.40	m	
spessore piedritti	S_p	0.40	m	
spessore fondazione	S_f	0.40	m	
altezza totale scatolare	H_{tot}	1.80	m	
altezza libera scatolare	H_{int}	1.00	m	
spessore pacchetto stradale superiore	$H_{p_{sup}}$	0.13	m	
spessore ricoprimento superiore	$H_{R_{sup}}$	0.29	m	
spessore pacchetto stradale inferiore	$H_{p_{inf}}$	0.00	m	
spessore ricoprimento inferiore	$H_{R_{inf}}$	0.00	m	

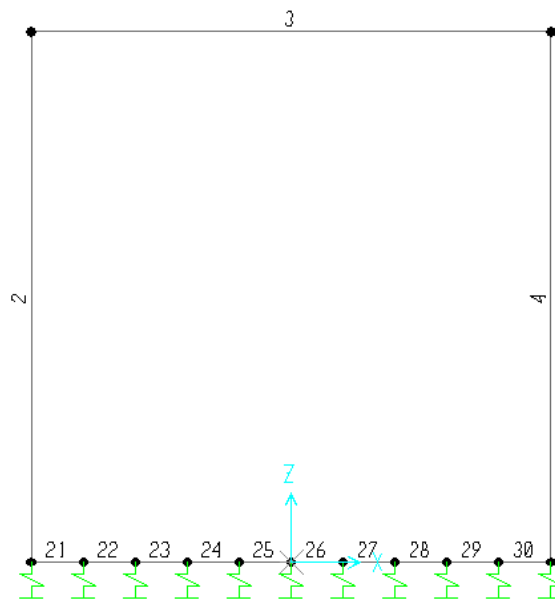
12.2 Modello di calcolo

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.



Numerazione aste nodi

12.3 Valutazione della rigidezza delle molle

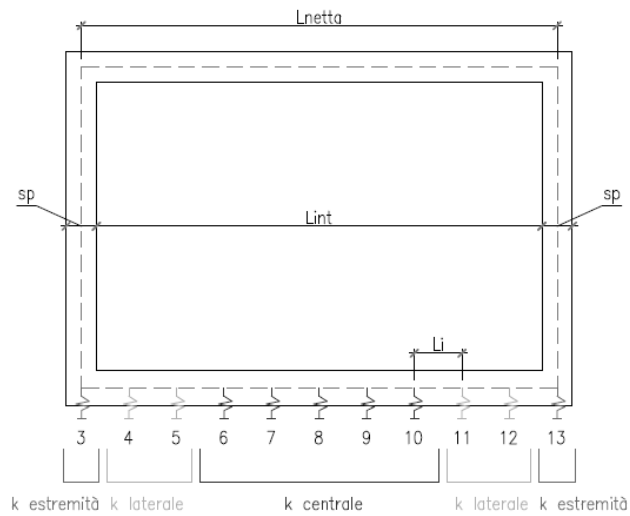
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a $K= 3700 \text{ kN/mc}$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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]

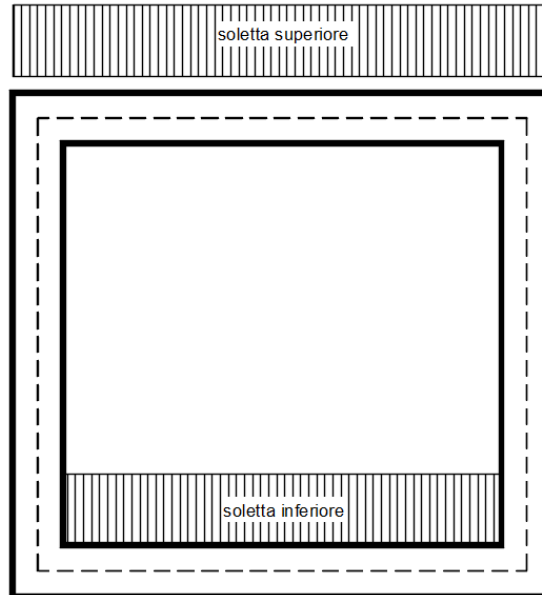
Molle laterali $k_3 = 2 * k *(i/2+ S_p/2)$ [kN/m]



12.4 Analisi dei carichi

12.4.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	- Totale	10.00 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	5.80 kN/m
	- Totale	8.80 kN/m
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	- Totale	10.00 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	- Totale	0.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	- Totale	10.00 kN/m

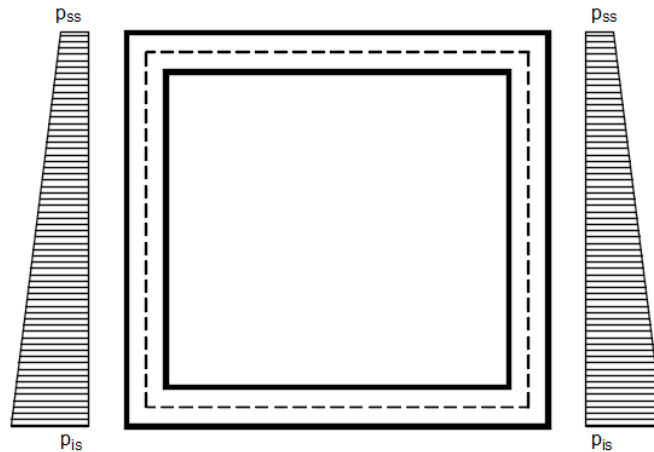


Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 1.76 kN.

12.4.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 35^\circ$ 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 $K_o=1-\sin\varphi$, per cui si ottiene un valore di $K_o=0.43$. Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

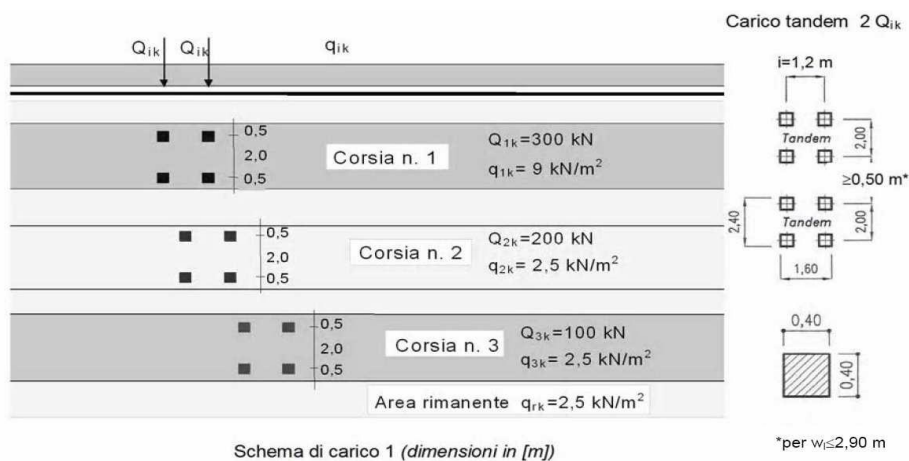
$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_o * (H_r + H_p + S_g/2) * \gamma = 5.3 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_o * \gamma * (S_g/2 + H_{int} + S_f/2) = 17.2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



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 0.89 kN ed inferiore con valore pari a 3.62 kN.

12.4.3 Ripartizione dei carichi mobili verticali

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



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

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

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

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

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

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

$q_{ik} =$ **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

$$L_L = 2.84 \text{ m}$$

$$L_{T1} = 3.64 \text{ m} \quad q_{1k} = 58.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T2} = 6.64 \text{ m} \quad q_{1k} = 53.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T3} = 9.64 \text{ m} \quad q_{1k} = 43.8 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a 9.0 kN/mq.

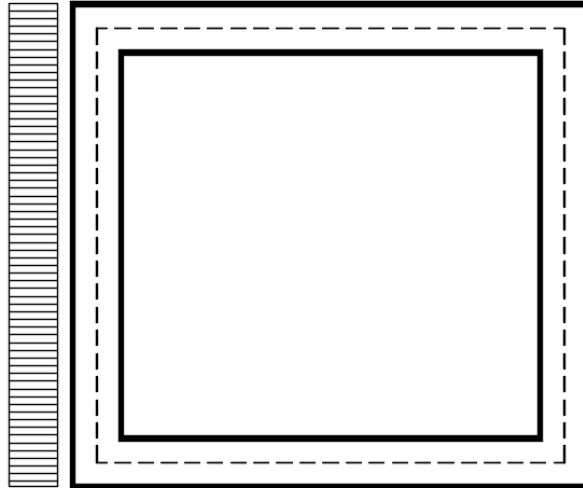
Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 11.61 kN per i carichi concentrati e valore pari a 1.80 kN per il carico distribuito.

12.4.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato si considera un carico verticale pari a 20 kN/mq.

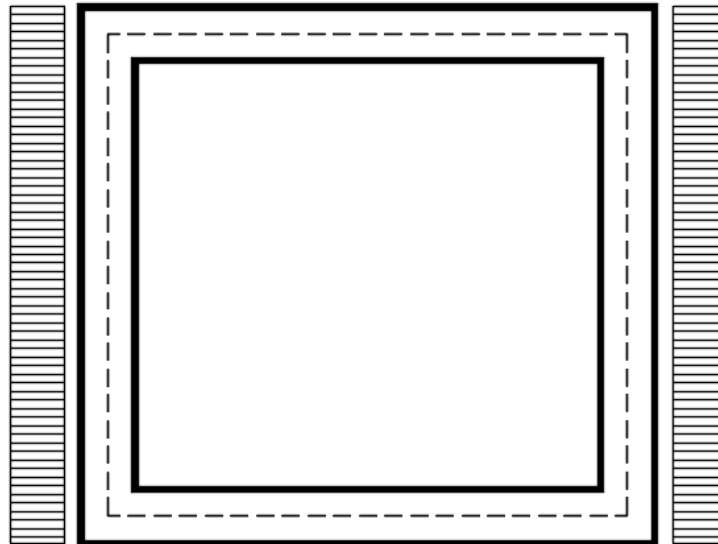
$$q_1 * K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

g) 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 1.71 kN ed inferiore con valore pari a 1.71 kN.

h) 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 1.71 kN ed inferiore con valore pari a 1.71 kN.

12.4.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{k1}) + 0.1 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L = 366 \text{ kN}$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m} \quad (\text{larghezza della corsia})$$

$$L = 2.40 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 10.2 \text{ kN/m}^2$$

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

12.4.6 Variazione termica

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

12.4.7 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

Clc 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
$h_0=2A_c/u$	=	800	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	400000	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
$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$		1.246	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
$t_o = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right) \geq 0.5 =$		6.19	coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo
$\alpha =$		1	coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)
$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u_3} =$		0.984	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo
$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 =$		1382.5	coeff che tiene conto dell'umidità relativa

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	163 di 195

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

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

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000341 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{ca,0} = 0.000289 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.965785$$

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

Valori di k_h

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥500	0.70

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

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

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

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

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

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,0} = 0.000052 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

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

$$\varepsilon_{ca,0} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000052$$

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.44 \text{ } ^\circ\text{C}$$

12.4.8 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_0 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

$F_{sis} = a_{max} * \gamma * H_{tot}$	=	5.18	kN/m	(carico applicato sulla parete)
$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma * 1m$	=	1.44	kN/m	(inerzia piedritti)
Totale	=	6.62	kN/m	(piederitto sx)
Totale	=	1.44	kN/m	(piederitto dx)
$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	1.21	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	1.15	kN/m	(inerzia soletta superiore)
$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2$	=	1.93	kN/m	(inerzia veicoli)
Totale	=	4.29	kN/m	(soletta superiore)

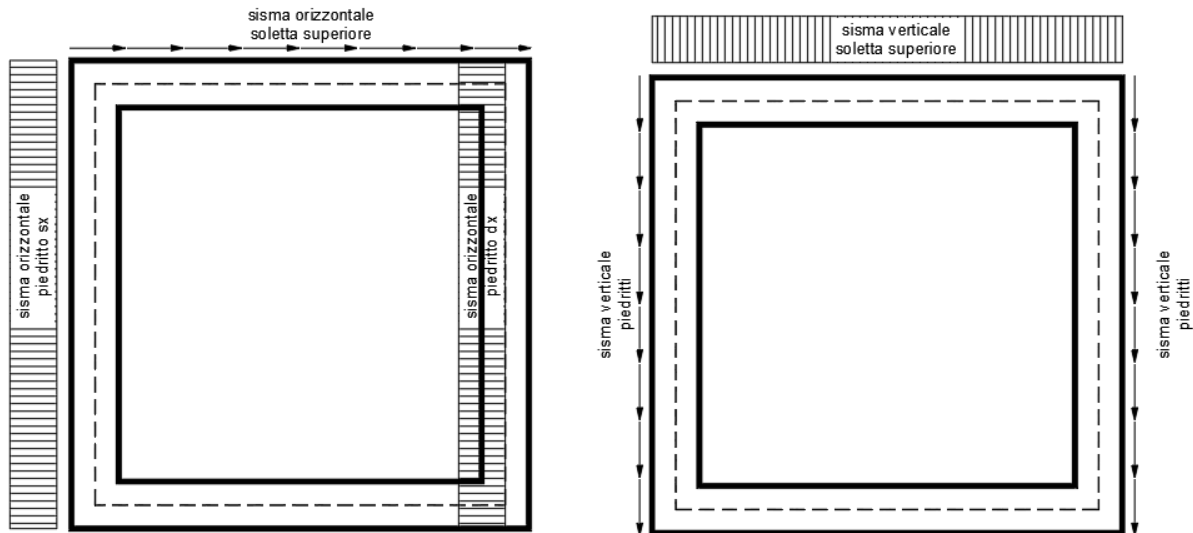
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 1.32 kN ed inferiore con valore pari a 1.32 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.29 kN ed inferiore con valore pari a 0.29 kN.

Sisma verticale

$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m$	=	0.72	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_q = 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2$	=	0.97	kN/m	(inerzia veicoli)
$F_{inr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	0.60	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	0.58	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale	=	2.15	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 0.43 kN.

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



12.4.9 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:

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

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

12.5 Diagrammi delle sollecitazioni

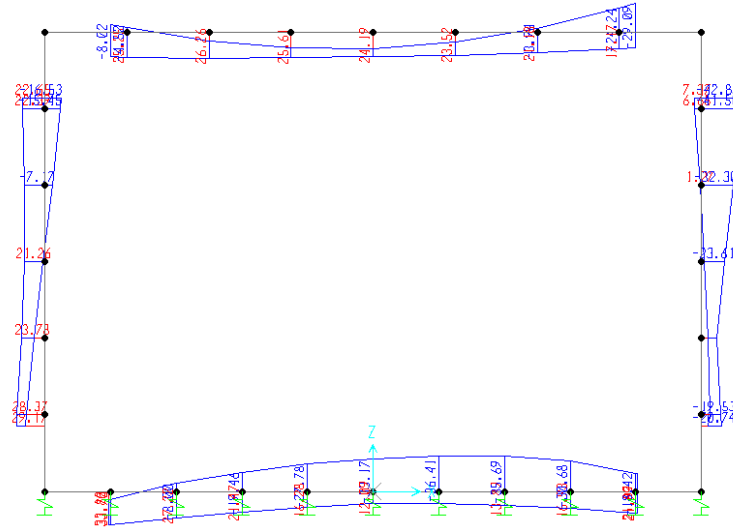


Fig. 25 – Inviluppo momenti flettenti SLU

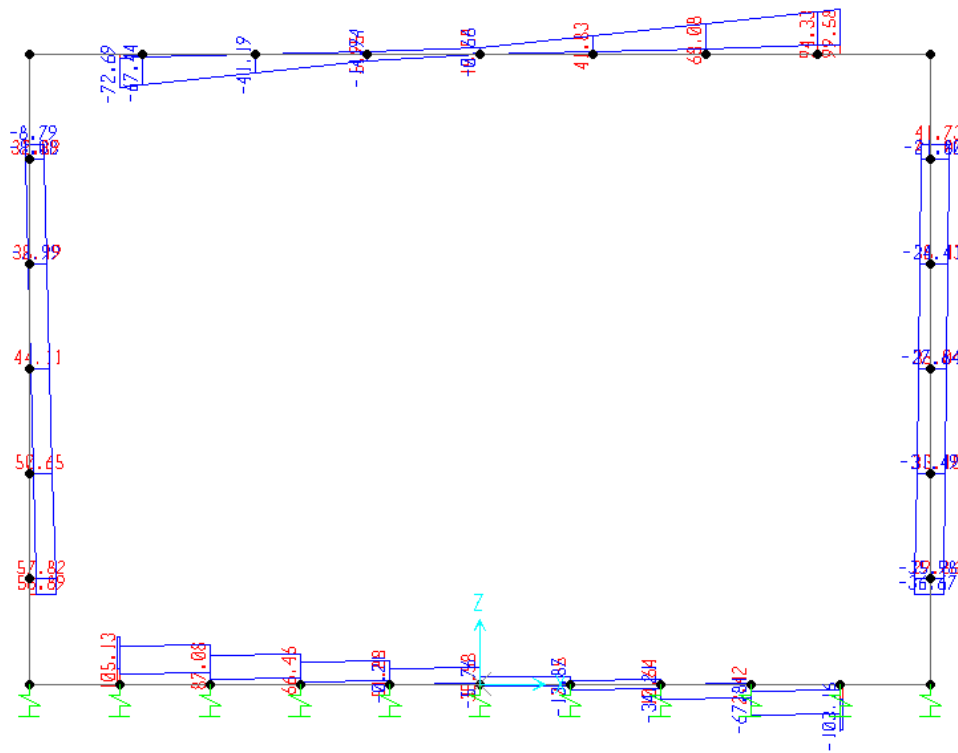


Fig. 26 – Inviluppo sforzi taglienti SLU

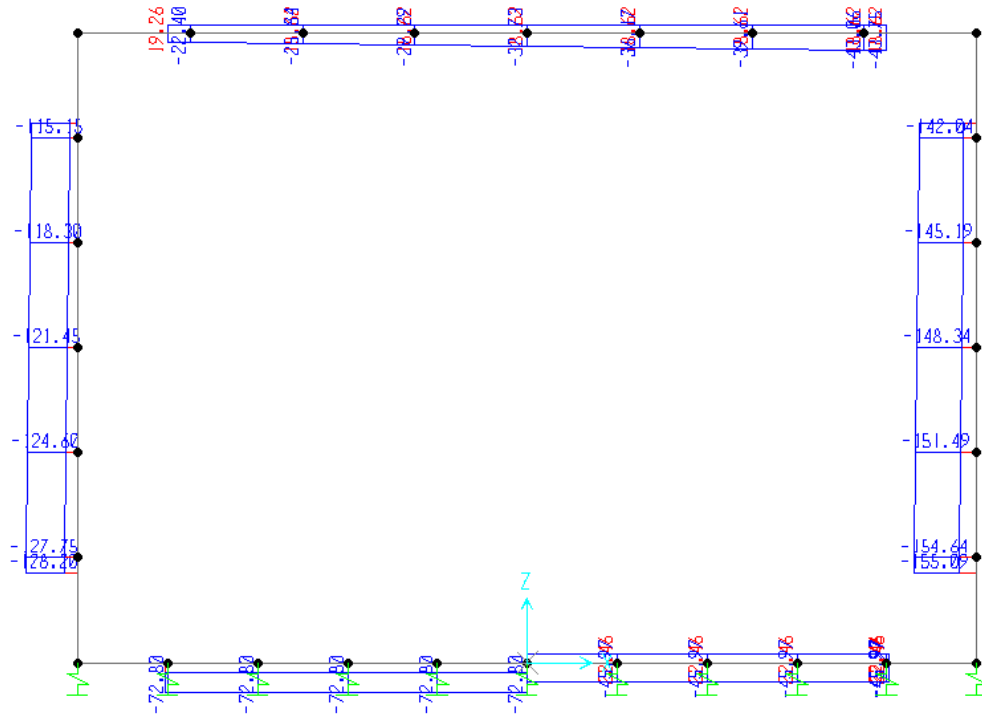


Fig. 27 – Involuppo azioni assiali SLU

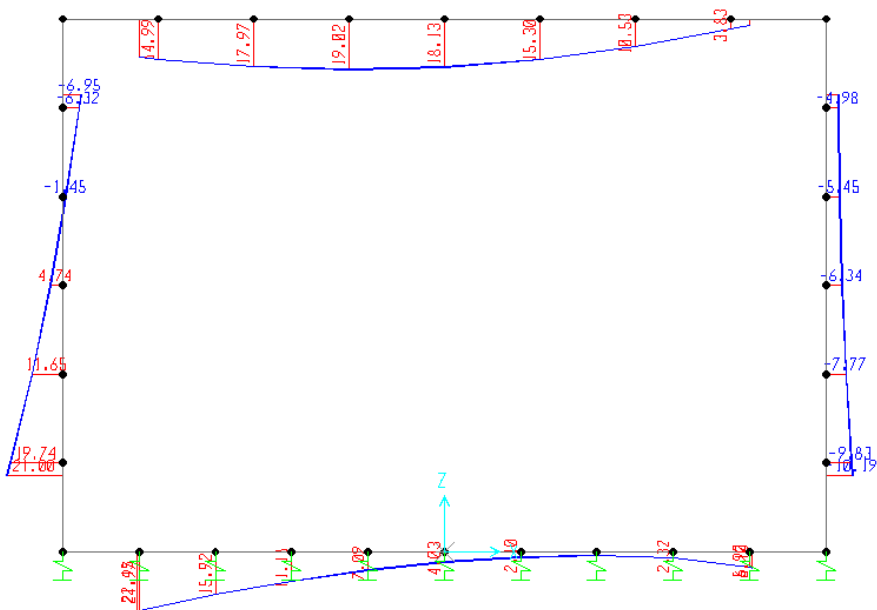


Fig. 28 – Involuppo momenti flettenti SLV

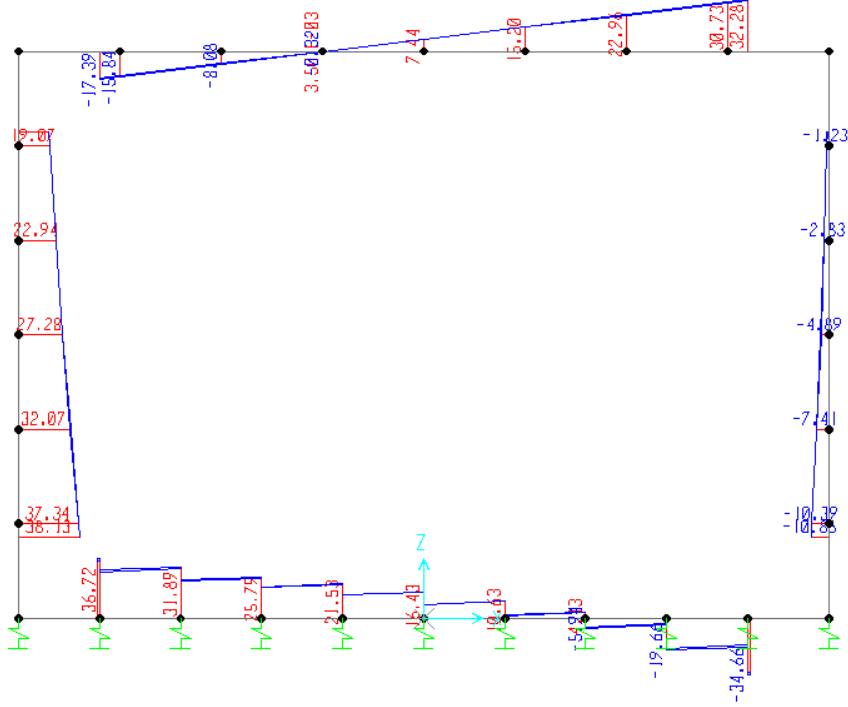


Fig. 29 – Involuppo sforzi taglianti SLV

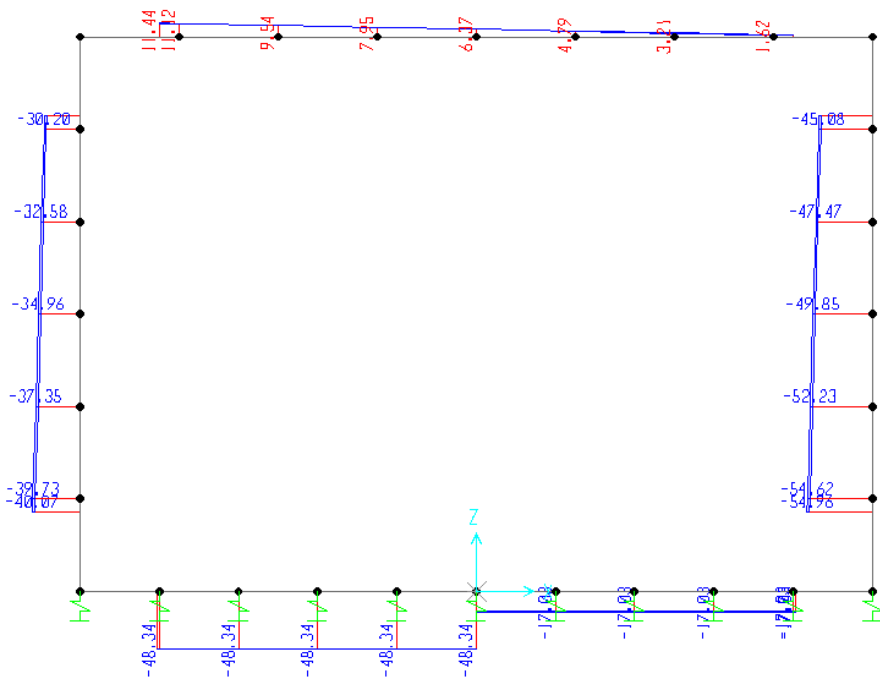


Fig. 30 – Involuppo azioni assiali SLV

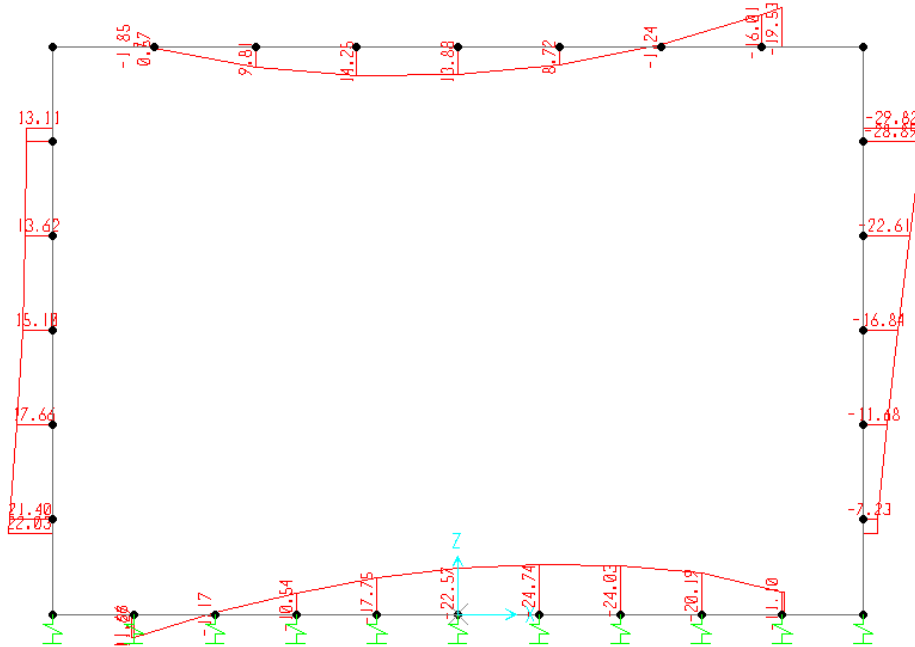


Fig. 31 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

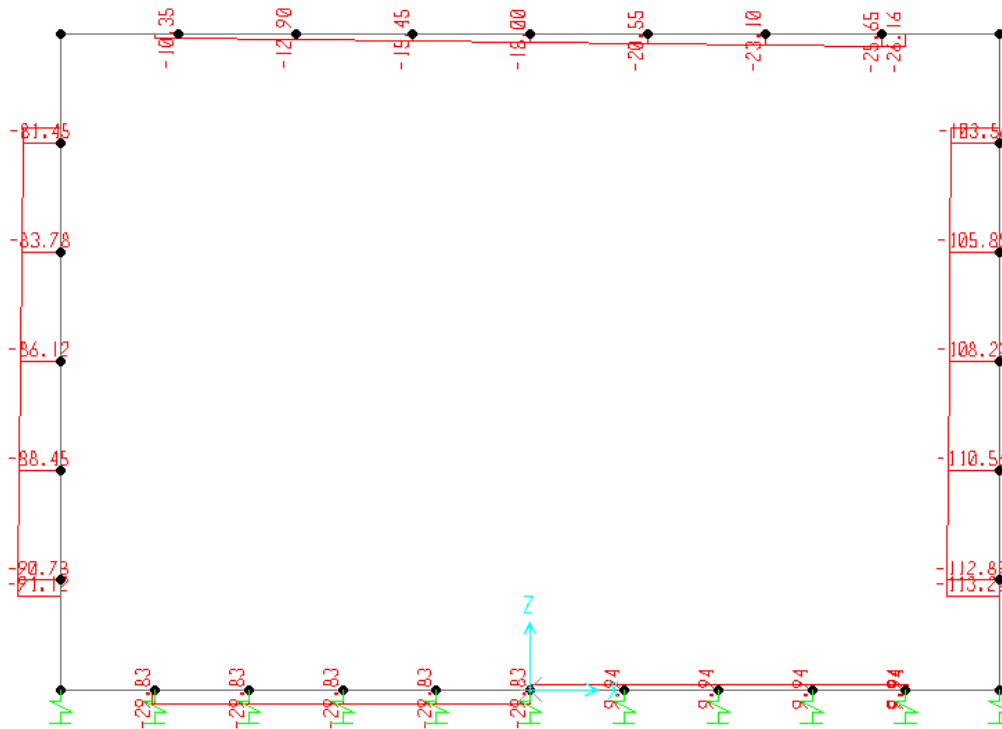


Fig. 32 – Involuppo azioni assiali SLE rara

12.6 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	C.C. M _{max}	N (kN)	M _{max} (kNm)	T _{max}
soletta inferiore	SLU11-STR	72.81	33.88	105.13
	SLU14-STR	-22.46	-36.41	-
soletta superiore	SLU14-STR	37.27	-29.09	99.58
	SLU11-STR	-15.13	26.26	-
piedritti	SLU11-STR	19.41	-16.53	58.89
	SLU14-STR	123.93	29.17	58.89
	SLU14-STR	141.59	42.85	41.73
	SLU06-STR	31.38	-7.37	41.73

Elemento	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	29.83	11.66	soletta inferiore	31.24	13.05	soletta inferiore	35.50	17.22
	-9.94	-24.74		1.42	-15.91		35.50	10.18
soletta superiore	26.16	-19.53	soletta superiore	15.81	-11.35	soletta superiore	-15.24	13.21
	15.45	14.25		7.78	15.34		-15.24	19.22
piedritti	81.45	13.11	piedritti	66.48	8.21	piedritti	22.56	-6.48
	91.12	22.03		76.48	20.47		32.56	15.79
	103.22	29.82		-83.06	20.75		32.56	15.79
	113.22	6.66		93.06	8.95		22.56	-6.48

12.6.1 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
	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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	40.0
3	50.0	40.0
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	32.0	14
3	42.0	32.0	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	72.81	33.88	105.13
2	-22.46	-36.41	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	29.83	11.66	0.00
2	-9.94	-24.74	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	31.24	13.05 (103.66)	0.00 (0.00)
2	1.42	-15.91 (-87.50)	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	35.50	17.22 (100.97)	0.00 (0.00)
2	35.50	10.18 (113.61)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.5 cm

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	72.81	33.88	72.54	200.93	5.93	30.8(12.0)
2	S	-22.46	-36.41	-22.49	-188.52	5.18	30.8(12.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	40.0	-0.00075	42.0	32.0	-0.01351	-42.0	8.0
2	0.00350	-50.0	0.0	-0.00094	-42.0	8.0	-0.01424	42.0	32.0

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	0.000531597	-0.017763885	----	----
2	0.000000000	-0.000554491	0.003500000	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata / 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	105.13	869.96	172.94	37.4 29.4	100.0	2.500	1.011	3.7	6.0(0.0)
2	S	0.00	1252.69	69.43	37.5 29.5	100.0	1.000	1.000	0.0	6.0(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 [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	0.76	-50.0	40.0	-16.9	-32.7	8.0	895	15.4
2	S	1.65	-50.0	0.0	-60.0	32.7	32.0	995	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 f_{ctm}

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]

sr max Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

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	-0.00012	0	0.500	14.0	73	0.00005 (0.00005)	387	0.020 (0.20)	105.04	0.00
2	S	-0.00041	0	0.500	14.0	73	0.00018 (0.00018)	402	0.072 (0.20)	-84.69	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	0.86	-50.0	40.0	-19.6	-42.0	8.0	895	15.4
2	S	1.06	-50.0	0.0	-35.9	32.7	32.0	995	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	-0.00014	0	0.500	14.0	73	0.00006 (0.00006)	387	0.023 (0.20)	103.66	0.00
2	S	-0.00024	0	0.500	14.0	73	0.00011 (0.00011)	402	0.043 (0.20)	-87.50	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	1.14	-50.0	40.0	-27.7	-32.7	8.0	945	15.4
2	S	0.65	-50.0	40.0	-11.9	-42.0	8.0	845	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	-0.00019	0	0.500	14.0	73	0.00008 (0.00008)	394	0.033 (0.20)	100.97	0.00
2	S	-0.00009	0	0.500	14.0	73	0.00004 (0.00004)	379	0.014 (0.20)	113.61	0.00

Si adottano spille 8Ø10/mq

12.6.2 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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	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	40.0
3	50.0	40.0
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	32.0	14
3	42.0	32.0	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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	177 di 195

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	37.27	-29.09	99.58
2	-15.13	26.26	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	26.16	-19.53	0.00
2	15.45	14.25	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	15.81	-11.35 (-95.96)	0.00 (0.00)
2	7.78	15.34 (90.05)	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	-15.24	13.21 (80.72)	0.00 (0.00)
2	-15.24	19.22 (82.57)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	178 di 195

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 6.5 cm

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	37.27	-29.09	37.34	-196.34	6.75	30.8(12.0)
2	S	-15.13	26.26	-15.34	189.46	7.21	30.8(12.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 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	-0.00082	-42.0	8.0	-0.01379	42.0	32.0
2	0.00350	-50.0	40.0	-0.00092	42.0	32.0	-0.01419	-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	-0.000540182	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000552800	-0.018612015	----	----

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	179 di 195

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	99.58	866.69	173.18	37.4 29.4	100.0	2.500	1.005	3.5	6.0(0.0)
2	S	0.00	1252.37	69.41	37.5 29.5	100.0	1.000	1.000	0.0	6.0(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	1.30	-50.0	0.0	-36.0	32.7	32.0	945	15.4
2	S	0.95	-50.0	40.0	-27.4	-32.7	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	-0.00025	0	0.500	14.0	73	0.00011 (0.00011)	394	0.043 (0.20)	-95.58	0.00
2	S	-0.00019	0	0.500	14.0	73	0.00008 (0.00008)	394	0.032 (0.20)	93.81	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	0.75	-50.0	0.0	-20.7	32.7	32.0	945	15.4
2	S	1.02	-50.0	40.0	-32.5	-42.0	8.0	995	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	-0.00014	0	0.500	14.0	73	0.00006 (0.00006)	394	0.024 (0.20)	-95.96	0.00
2	S	-0.00022	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	402	0.039 (0.20)	90.05	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	0.88	-50.0	40.0	-35.5	-32.7	8.0	1045	15.4
2	S	1.28	-50.0	40.0	-49.2	-42.0	8.0	1045	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	0.00011 (0.00011)	410	0.044 (0.20)	80.72	0.00
2	S	-0.00033	0	0.500	14.0	73	0.00015 (0.00015)	410	0.060 (0.20)	82.57	0.00

Si adottano spille 8Ø10/mq

12.6.3 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

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	181 di 195

Classe Conglomerato: C30/37

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
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	32.0	14
3	42.0	32.0	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	19.41	-16.53	58.89
2	123.93	29.17	58.89
3	141.59	42.85	41.73
4	31.38	-7.37	41.73

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	81.45	13.11	0.00
2	91.12	22.03	0.00
3	103.22	29.82	0.00
4	113.22	6.66	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	66.48	8.21 (181.10)	0.00 (0.00)
2	76.48	20.47 (113.38)	0.00 (0.00)
3	-83.06	20.75 (68.15)	0.00 (0.00)
4	93.06	8.95 (264.40)	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	22.56	-6.48 (-109.56)	0.00 (0.00)
2	32.56	15.79 (99.15)	0.00 (0.00)
3	32.56	15.79 (99.15)	0.00 (0.00)
4	22.56	-6.48 (-109.56)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.5 cm

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	19.41	-16.53	19.42	-118.43	7.20	23.1(12.0)
2	S	123.93	29.17	123.93	206.13	6.95	23.1(12.0)
3	S	141.59	42.85	141.72	208.54	4.81	23.1(12.0)
4	S	31.38	-7.37	31.53	-120.01	16.60	23.1(12.0)

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.)

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	183 di 195

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	-0.00147	-42.0	8.0	-0.01640	42.0	32.0
2	0.00350	-50.0	40.0	-0.00093	42.0	32.0	-0.01422	-42.0	8.0
3	0.00350	-50.0	40.0	-0.00088	42.0	32.0	-0.01403	-42.0	8.0
4	0.00350	-50.0	0.0	-0.00145	-42.0	8.0	-0.01629	42.0	32.0

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	-0.000621873	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000553711	-0.018648438	----	----
3	0.000000000	0.000547727	-0.018409088	----	----
4	0.000000000	-0.000618491	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.[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	58.89	874.43	175.19	37.7 29.7	100.0	2.500	1.003	2.0	6.0(0.0)
2	S	58.89	879.57	173.55	37.5 29.5	100.0	2.500	1.018	2.0	6.0(0.0)
3	S	41.73	880.98	173.39	37.4 29.4	100.0	2.500	1.021	1.4	6.0(0.0)
4	S	41.73	875.61	175.11	37.7 29.7	100.0	2.500	1.005	1.4	6.0(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)

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	184 di 195

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	0.82	-50.0	40.0	-6.6	-32.7	8.0	795	15.4
2	S	1.45	-50.0	40.0	-21.7	-42.0	8.0	895	15.4
3	S	1.99	-50.0	40.0	-34.9	-42.0	8.0	845	15.4
4	S	0.51	-50.0	40.0	1.8	-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 f_{ctm}
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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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	-0.00006	0	0.500	14.0	73	0.00002 (0.00002)	371	0.007 (0.20)	143.95	0.00
2	S	-0.00016	0	0.500	14.0	73	0.00007 (0.00007)	387	0.025 (0.20)	117.40	0.00
3	S	-0.00026	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	379	0.040 (0.20)	110.77	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	0.50	-50.0	40.0	-1.8	-42.0	8.0	845	15.4
2	S	1.36	-50.0	40.0	-22.4	-42.0	8.0	845	15.4
3	S	1.25	-50.0	40.0	-76.9	-42.0	8.0	1095	15.4
4	S	0.56	-50.0	40.0	-0.1	-42.0	8.0	795	15.4

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

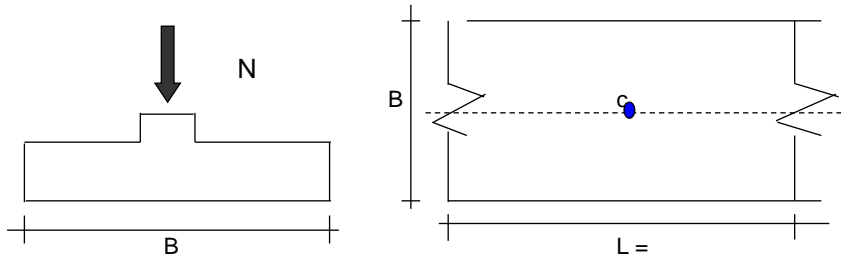
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0	0.500	14.0	73	0.00001 (0.00001)	379	0.002 (0.20)	181.10	0.00
2	S	-0.00017	0	0.500	14.0	73	0.00007 (0.00007)	379	0.025 (0.20)	113.38	0.00
3	S	-0.00050	0	0.500	14.0	73	0.00023 (0.00023)	417	0.096 (0.20)	68.15	0.00
4	S	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00000 (0.00000)	371	0.000 (0.20)	264.40	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	0.51	-50.0	0.0	-13.8	21.0	32.0	813	7.7
2	S	1.07	-50.0	40.0	-25.2	-42.0	8.0	895	15.4

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 2.40 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 87.54 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 36.47 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

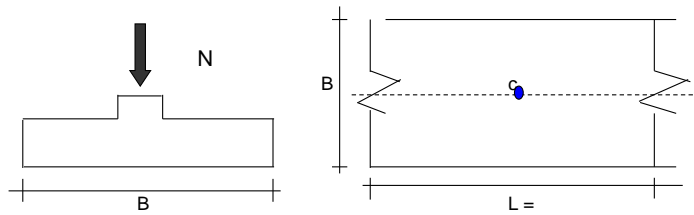
Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1		6.00	0.0	6.0	1.0	15000	0.30	0.65
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{\text{ctot}} = 0.65 \text{ (cm)}$$

12.8 Verifica dei cedimenti a breve termine

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 2.40 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 87.54 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 36.47 (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		6.00	0.0	6.0	1.0	45000	0.30	0.22
-		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	-

$$\delta_{\text{ctot}} = 0.22 \text{ (cm)}$$

Per l'anadamento dei cedimenti nel tempo vedasi relazione "Relazione di calcolo Rilevati stradali NR1J01D29CLGE0005005B".

12.9 Verifica di portanza

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 ($e_B = M_b/N$)

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

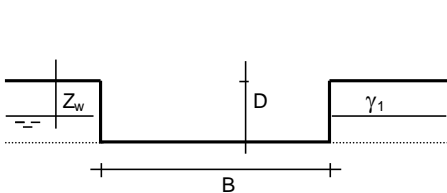
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

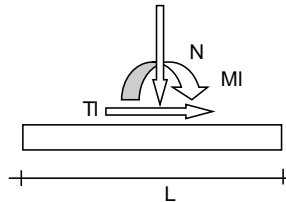
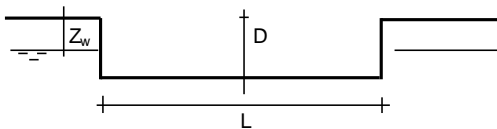
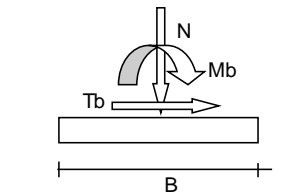
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ulti	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



γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.40 (m)
L = 1.00 (m)
D = 2.22 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	311.00		311.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [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)

$B^* = 2.40$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 35.52$ (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

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

$N_q = 11.85$

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

$N_c = 22.25$

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

$N_\gamma = 12.54$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$s_c = 1.22$

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

$s_q = 1.20$

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

$s_\gamma = 0.83$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

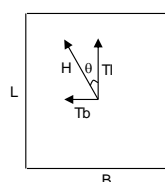
$i_q = 1.00$

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

$i_c = 1.00$

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

$i_\gamma = 1.00$



Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 007	B	191 di 195

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 007	B	192 di 195

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

$$d_q = 1.35$$

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

$$d_c = 1.39$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 769.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 129.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 334.4 \geq q = 129.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

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 ($e_B = Mb/N$)

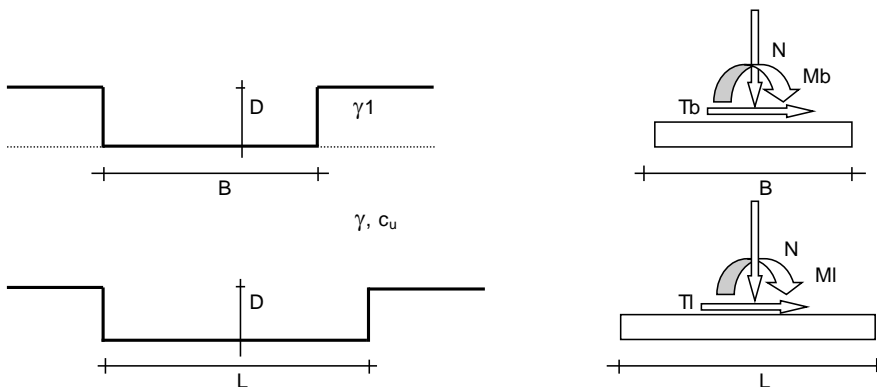
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

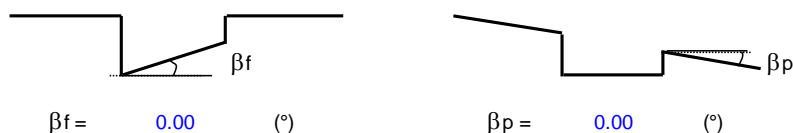
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimi	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30
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



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 2.40 (m)
L = 1.00 (m)
D = 2.22 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	311.00	0.00	311.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [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

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

Valore di progetto

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

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

$$B^* = 2.40 \quad (\text{m})$$

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

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 35.52 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

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

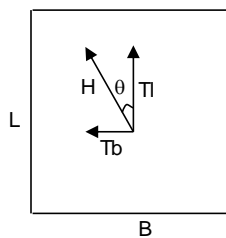
$$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.71$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

$$i_c = 1.00$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.46$$

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

$$q_{lim} = 441.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 129.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 192.06 \geq q = 129.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$