

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO

TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE

Tombini idraulici circolari stradali

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL IN0000 006 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F. Serrau	10-2018	P. Di Nucci	10-2018	T. Paoletti	10-2018	F. Arduini 2020 Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini n. 15502/2014 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
B	Revisione	F. Serrau	05-2020	M. Monda	05-2020	T. Paoletti	05-2020	
		<i>F. Serrau</i>		<i>M. Monda</i>		<i>T. Paoletti</i>		

File: NR1J01D29CLIN0000006B.DOC

n. Elab.: 280

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
4	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	9
5.1	DATI GENERALI.....	9
5.2	CARATTERISTICHE TECNICHE.....	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
6.1	CRITERI DI PROGETTAZIONE TIPOLOGICA .....	11
7	CRITERI PROGETTUALI .....	13
7.1	VITA NOMINALE .....	13
7.2	CLASSE D'USO .....	13
7.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	13
7.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	14
8	COMBINAZIONI DI CARICO .....	19
9	TOMBINO Ø600 .....	21
9.1	GEOMETRIA .....	21
9.2	MODELLO DI CALCOLO .....	22
9.3	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE .....	23
9.4	ANALISI DEI CARICHI .....	24
9.4.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati .....</i>	<i>24</i>
9.4.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente .....</i>	<i>25</i>
9.4.3	<i>Ripartizione dei carichi mobili verticali.....</i>	<i>26</i>
9.4.4	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato .....</i>	<i>27</i>

9.4.5	<i>Frenatura</i> .....	29
9.4.6	<i>Variatione termica</i> .....	29
9.4.7	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i> .....	30
9.4.8	<i>Azione sismica inerziale</i> .....	32
9.4.9	<i>Spinta sismica terreno</i> .....	34
9.5	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	35
9.6	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	39
9.6.1	<i>Verifica soletta inferiore</i> .....	39
9.6.2	<i>Verifica soletta superiore</i> .....	44
9.6.3	<i>Verifica piedritti</i> .....	48
9.6.4	<i>Tabella riassuntiva armature</i> .....	53
9.7	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE .....	53
9.1	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE .....	55
9.2	VERIFICA DI PORTANZA .....	56
10	TOMBINO Ø1000 .....	63
10.1	GEOMETRIA .....	63
10.2	MODELLO DI CALCOLO .....	64
10.3	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE MOLLE .....	65
10.4	ANALISI DEI CARICHI .....	66
10.4.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i> .....	66
10.4.2	<i>Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente</i> .....	67
10.4.3	<i>Ripartizione dei carichi mobili verticali</i> .....	68
10.4.4	<i>Spinta del sovraccarico sul rilevato</i> .....	69
10.4.5	<i>Frenatura</i> .....	71
10.4.6	<i>Variatione termica</i> .....	71
10.4.7	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i> .....	72

*Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	4 di 103

10.4.8	<i>Azione sismica inerziale</i> .....	74
10.4.9	<i>Spinta sismica terreno</i> .....	76
10.5	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	77
10.6	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	81
10.6.1	<i>Verifica soletta inferiore</i> .....	81
10.6.2	<i>Verifica soletta superiore</i> .....	86
10.6.3	<i>Verifica piedritti</i> .....	90
10.6.4	<i>Tabella riassuntiva armature</i> .....	95
10.7	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE .....	95
10.1	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE .....	97
10.2	VERIFICA DI PORTANZA .....	98

## 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**

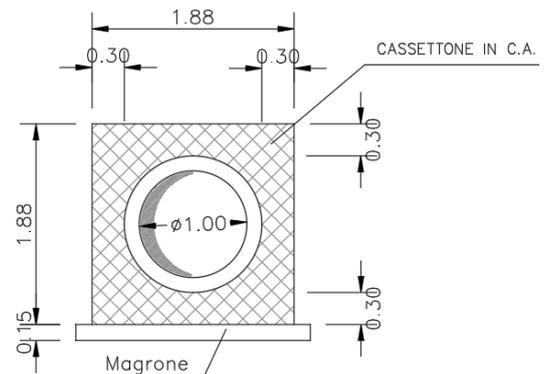
Opera	Pk [km]	Esistente [m]	Sezioni [-]		Dimensioni axbxc [m]	h_in	h_Ou	L canna [m]	imed	Quota PF [m]	Ricoprimento [m]	Svilupp
IN01	28+441	0.9x1.30	Scatolare	ferroviario	2.00x1.50x0.4	154.07	153.90	16.500	0.005	157.19	1.205	
IN03	29+265	1.00x2.00	Scatolare	ferroviario	2.00x2.00x0.5	154.53	154.45	16.500	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 circolari.

Nel calcolo si è considerata la configurazione geometrica più critica (sezione massima), ricoprimento massimo e minimo.

Lo spessore minimo della soletta superiore è di 30 cm, lo spessore minimo dei piedritti è 30 cm e lo spessore minimo del solettone di fondo è di 30 cm, come illustrato in figura per il tombino diametro 100cm.



## 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 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.

*Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	7 di 103

### 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
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
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
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
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

## 4 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

### unità di misura principali

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

### unità di misura derivate

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

### 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:

$\gamma$	(gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$	(sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$	(tau)	tensione tangenziale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon$	(epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
$\varphi$	(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	<b>Mpa</b>	Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica del calcestruzzo a 28 gg
$f_{ck} =$	30	<b>Mpa</b>	Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo a 28 gg
$f_{cm} =$	38	<b>Mpa</b>	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	2.9	<b>Mpa</b>	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
$f_{ctfm} =$	3.48		Valore medio della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo
$f_{ctk,0,05} =$	2.0	<b>Mpa</b>	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 5%)
$f_{ctk,0,95} =$	3.8	<b>Mpa</b>	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 95%)
$E_{cm,t0} =$	33000	<b>Mpa</b>	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo
$E_{cm,t\infty} =$		<b>Mpa</b>	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo atempo infinito
$\epsilon_{c1} =$	2.2	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu1} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$\epsilon_{c2} =$	2.0	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu2} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$n =$	2.00		
$\epsilon_{c3} =$	1.8	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu3} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo

Classe di esposizione XA1

*Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	10 di 103

Acciaio per ca

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

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 Criteri di progettazione tipologica

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

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

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

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

Strato	Descrizione	Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	C' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	Modulo Eu (MPa)
1	Ricoprimento	20.00	38.00	0.00	0.00	-	
2	Fondazione - Limo sabbioso	16.00	26.00	0.00	50.00	15.00	45

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

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

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

NUOVA VIABILITA' cavalcaferrovia	DIMENSIONI [cm]			TIPO DI SEZIONE	L <sub>tot</sub> [m]	ASSE N°	PK	RICOPRIMENTO compreso lo spessore del tombino [m]
	D	B	h					
NV01 / IV01	60	394	118	CIRCOLARE	15	1	0+050	0.89
	60	253	71	CIRCOLARE	15	3	0+195	0.71
	80	496	152	CIRCOLARE	15	1	0+408	1.12
	80	739	233	CIRCOLARE	10	3	0+120	2.21
	80	751	237	CIRCOLARE	10	3	0+130	2.37
	60	553	171	CIRCOLARE	28	2	0+008	1.18
	60	439	133	CIRCOLARE	10	2	0+387.70	0.86
NV03 / IV03	60	319	93	CIRCOLARE	20	1	0+005	1.47
	100	190	50	CIRCOLARE	27	1	0+305	2.65
	60	340	100	CIRCOLARE	18	2	0+095	1.14
	60	349	103	CIRCOLARE	10	3	0+095	0.47
	60	529	163	CIRCOLARE	17	4	0+070	1.10
	50	190	50	CIRCOLARE	17.2	5	0+023	0.56
NV04 / GA1	80	346	102	CIRCOLARE	20	1	0+097	2.60
	60	583	181	CIRCOLARE	17	4	0+050	2.25
	80	181	47	CIRCOLARE	25	5	0+180	3.14

Nel presente documento, come accennato, si affronta il solo calcolo strutturale dei tombini idraulici stradali a sezione circolare. La verifica del diametro 1000 sarà estesa a quelli di diametro 800 mentre la verifica del diametro 600 estesa al diametro 500.

## 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 <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(2)</sup>
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	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(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 con vita nominale **100 anni**.

### 7.2 Classe d'uso

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

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

Il coefficiente d'uso è pari a: **2.00.**

### 7.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

$$V_R = 100 \times 2.0 = \mathbf{200 \text{ anni}}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<i>Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari</i>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN0000 006</b>	REV. <b>B</b>	FOGLIO <b>14 di 103</b>

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

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

#### 7.4 Valutazione dell'azione sismica

Le opere in oggetto sono progettate per una vita nominale  $V_N = 100$ anni ed una classe d'uso IV a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$ .

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

$a_g$  → accelerazione massima al sito;

$F_0$  → 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:

$$- a_g = 0.09 g$$

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

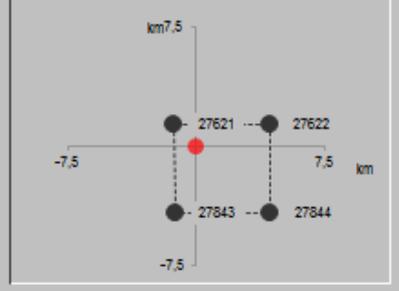
Interpolazione corretta



Interpolazione

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

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 1: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito

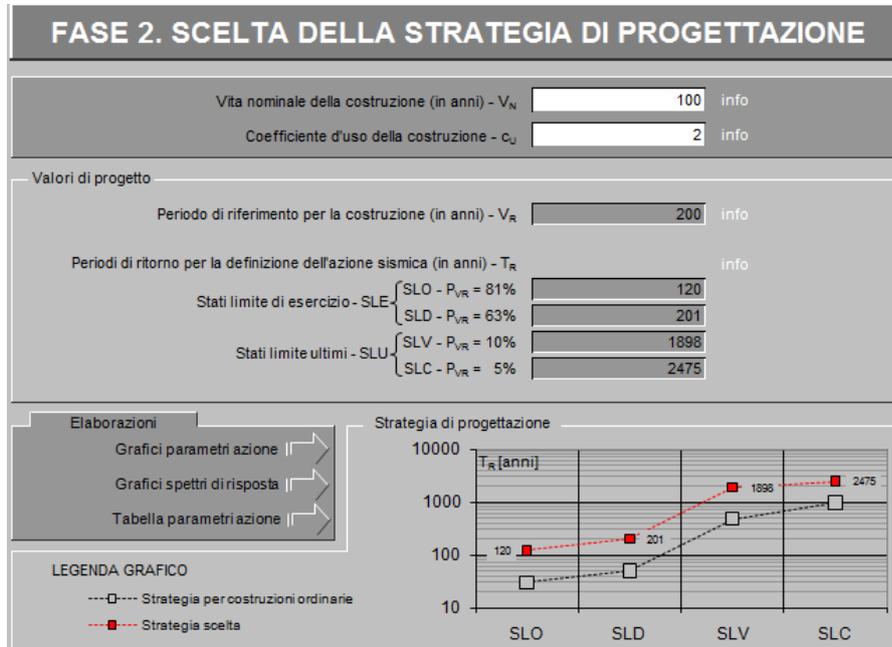


Figura 2: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [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
$\eta$	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  $\eta$  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  $q=1$ .

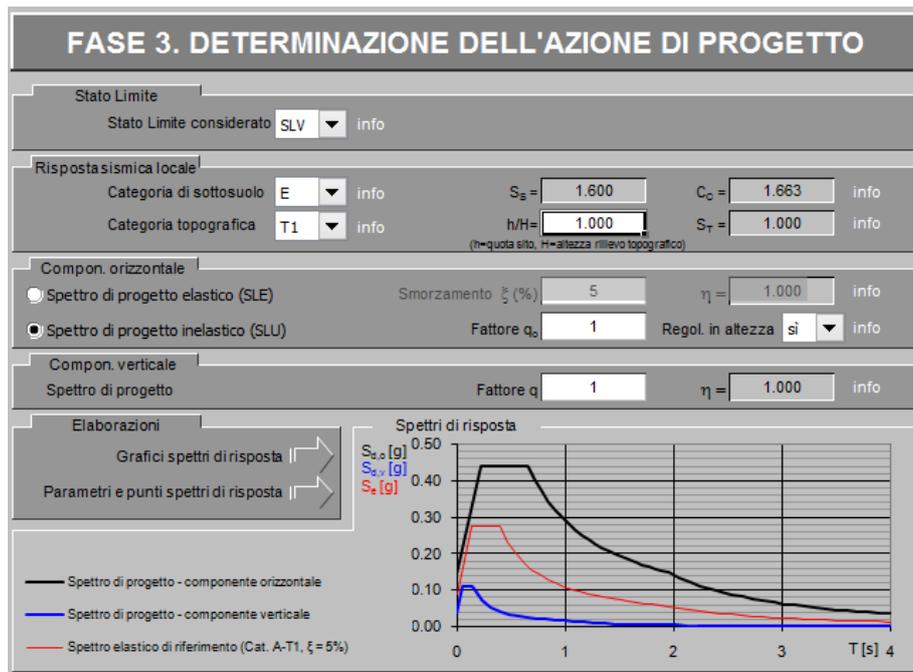


Figura 5: Determinazione dell'azione di progetto

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 interesse costante ripartito al livello dell'asse della soletta superiore e incrementato del coefficiente di adattamento e del coefficiente dinamico.

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

- combinazione fondamentale (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 sismica:

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

- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
<b>Carichi verticali</b>				<b>Carichi orizzontali</b>		<b>Carichi verticali</b>
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q <sub>3</sub>	Forza centrifuga q <sub>4</sub>	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

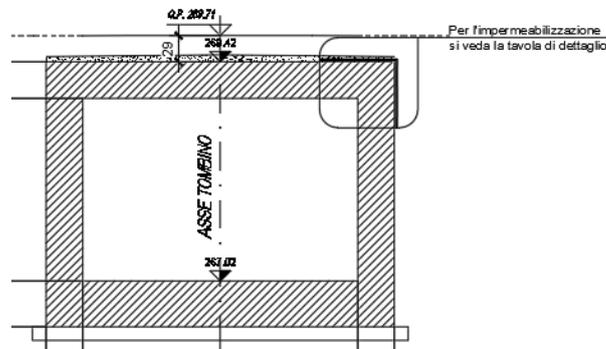
Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 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
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

Tab. 2 – Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

## 9 TOMBINO Ø600

La dimensione interna è di 1.26m e l'altezza interna pari a 1.26m, con soletta superiore di spessore 0.30m, piedritti di spessore 0.30m e soletta inferiore di spessore 0.30m.

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	$L_{tot}$	1.86	m
larghezza utile scatolare	$L_{int}$	1.26	m
larghezza interasse	$L_a$	1.56	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.30	m
spessore piedritti	$S_p$	0.30	m
spessore fondazione	$S_f$	0.30	m
altezza totale scatolare	$H_{tot}$	1.86	m
altezza libera scatolare	$H_{int}$	1.26	m
spessore pacchetto stradale superiore	$H_{psup}$	0.13	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{Rsup}$	2.12	m
spessore pacchetto stradale inferiore	$H_{pinf}$	0.00	m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{Rinf}$	0.00	m

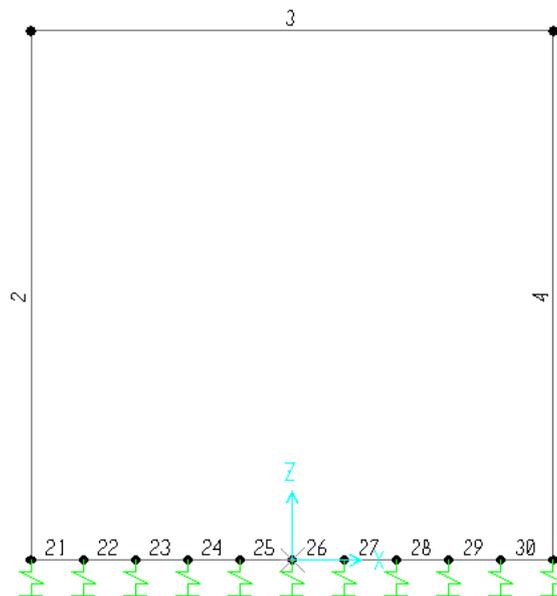
## 9.2 Modello di calcolo

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

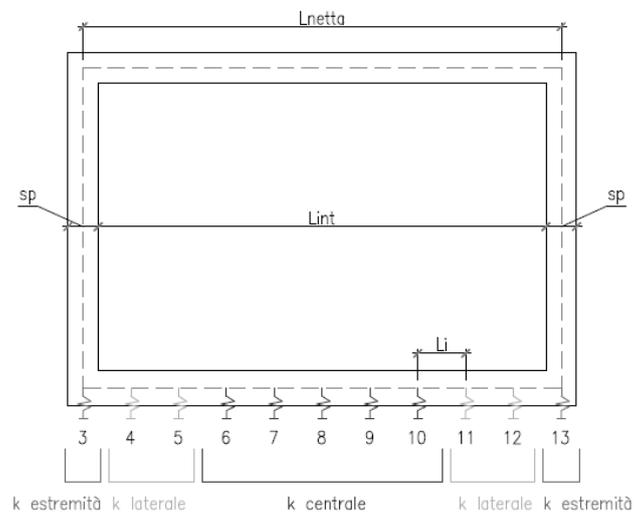
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K= 4200 \text{ kN/mc}$  in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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]

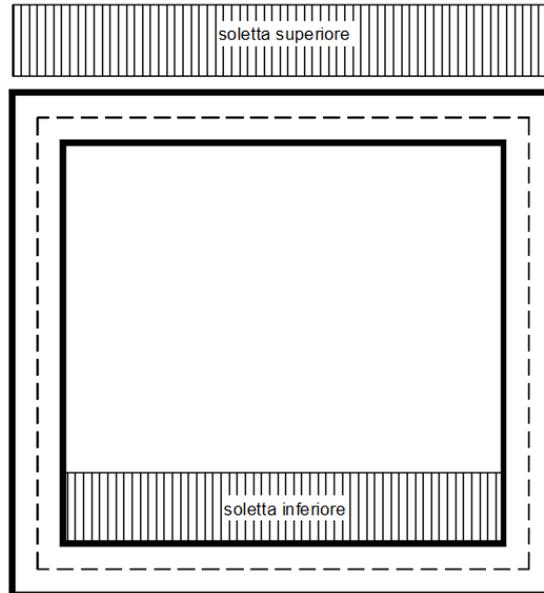
Molle laterali  $k_3 = 2 * k *(i/2+ S_p/2)$  [kN/m]



## 9.4 Analisi dei carichi

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

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 kN/m</b>
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	42.40 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>45.40 kN/m</b>
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 kN/m</b>
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>0.00 kN/m</b>
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 kN/m</b>

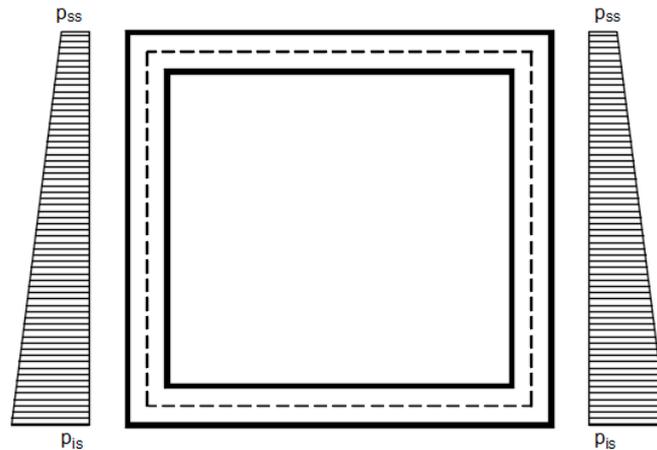


Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 6.81 kN.

#### 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 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:

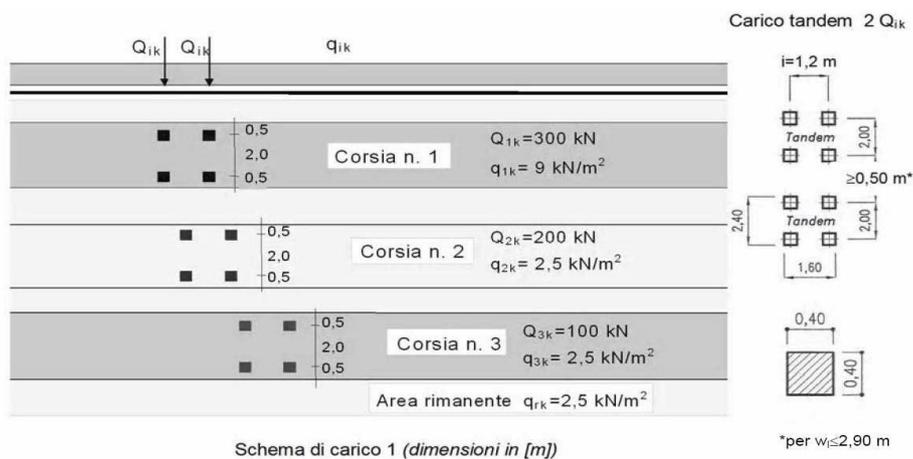
$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_o * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 20.5 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_o * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 33.8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta superiore con valore pari a 2.97 kN ed inferiore con valore pari a 5.16 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 <sup>2</sup> ]
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.

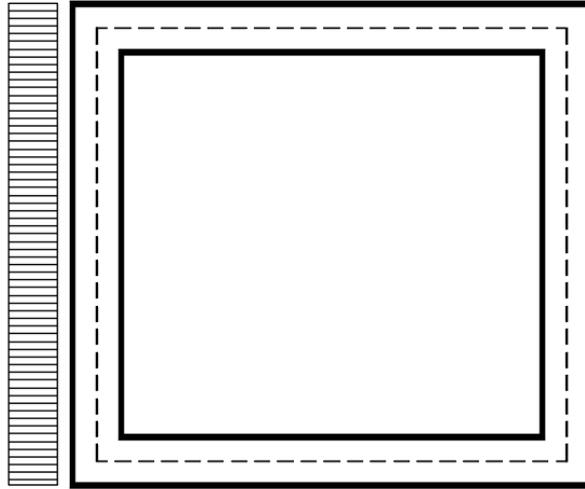
Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 8.71 kN per i carichi concentrati e valore pari a 1.35 kN per il carico distribuito.

#### 9.4.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato si considera un carico di 20 kN/m<sup>2</sup>

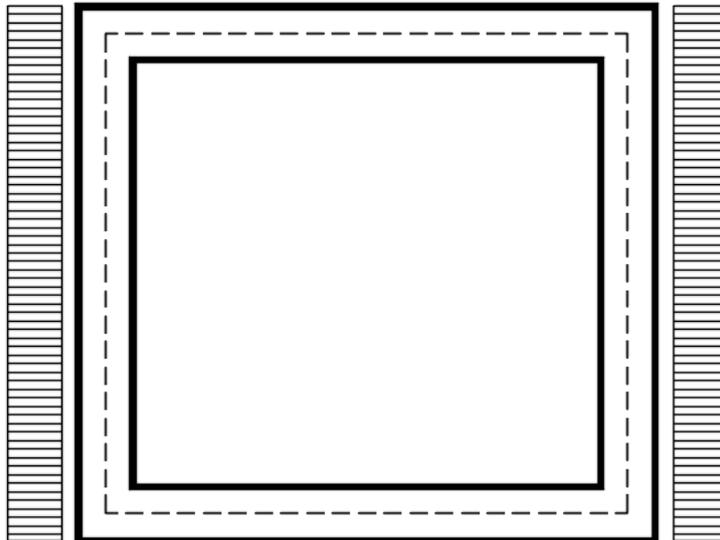
$$q_1 * K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

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 1.28 kN ed inferiore con valore pari a 1.28 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 1.28 kN ed inferiore con valore pari a 1.28 kN.

#### 9.4.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2Qk_1) + 0.1 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L = 365 \text{ kN}$$

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

$$L = 1.86 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 9.8 \text{ kN/m}^2$$

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.

#### 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

Cls a t=0

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

Tempo e ambiente

$t_s$	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
$t_0$	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$t$	=	25550	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	600	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
$A_c$	=	300000	mm <sup>2</sup>	sezione dell'elemento
$u$	=	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
$RH$	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità  $\phi(t, t_0)$  e modulo elastico  $EC_t$  a tempo "t"

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

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	31 di 103

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

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

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

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

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

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

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:

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

#### 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  $V_N \geq 100$  anni ed una IV classe d'uso  $C_u = 2.0$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 200$  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  $a_g = 0.090$  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:

$$a_{max} = 1.600 * 1 * 0.090 \text{ g} = 0.144 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.144$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.072$$

### Sisma orizzontale

$F_{sis} = a_{max} * \gamma * H_{tot}$	=	5.36	kN/m	(carico applicato sulla parete)
$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma * 1m$	=	1.08	kN/m	(inerzia piedritti)
<b>Totale</b>	=	<b>6.44</b>	<b>kN/m</b>	<b>(piederitto sx)</b>
<b>Totale</b>	=	<b>1.08</b>	<b>kN/m</b>	<b>(piederitto dx)</b>
$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	6.48	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	0.86	kN/m	(inerzia soletta superiore)
$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2$	=	0.70	kN/m	(inerzia veicoli)
<b>Totale</b>	=	<b>8.04</b>	<b>kN/m</b>	<b>(soletta superiore)</b>

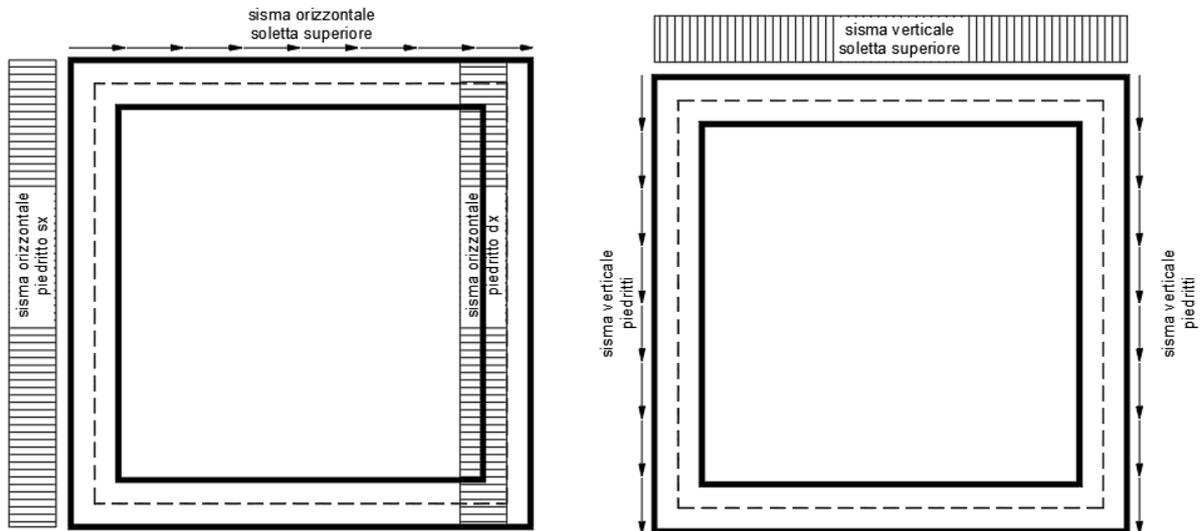
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 0.97 kN ed inferiore con valore pari a 0.97 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.16 kN ed inferiore con valore pari a 0.16 kN.

### Sisma verticale

$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m$	=	0.54	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_q = 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2$	=	0.35	kN/m	(inerzia veicoli)
$F_{inr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	3.24	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	0.43	kN/m	(inerzia soletta superiore)
<b>Totale</b>	=	<b>4.02</b>	<b>kN/m</b>	<b>(soletta superiore)</b>

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 0.60 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

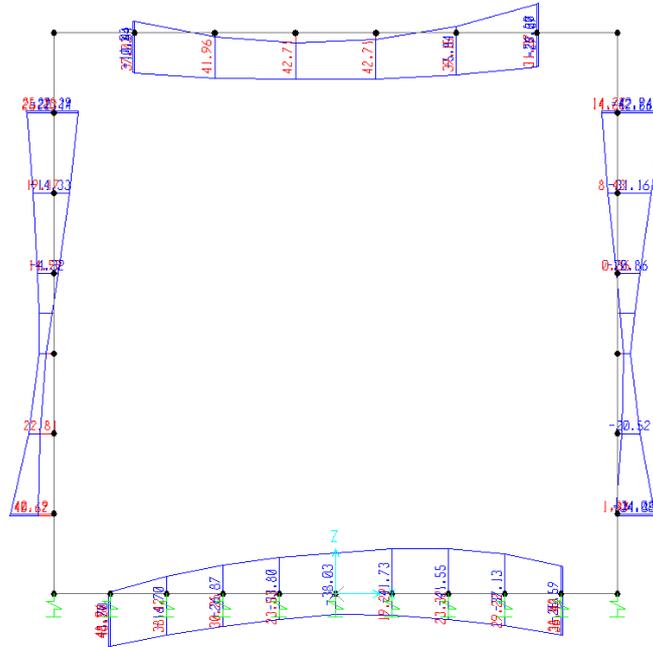


Fig. 1 – Inviluppo momenti flettenti SLU

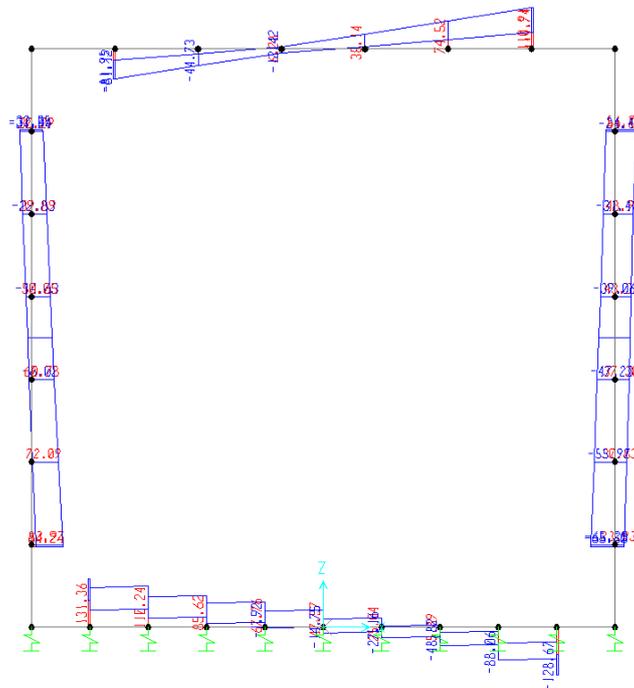
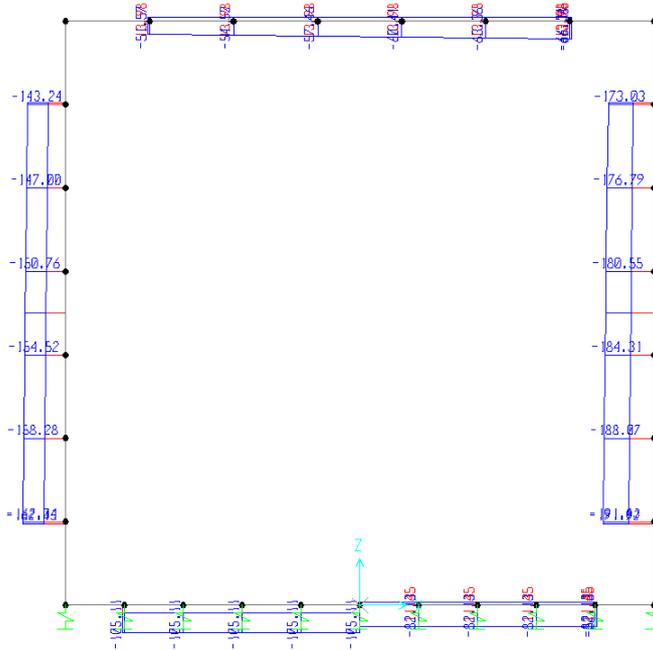
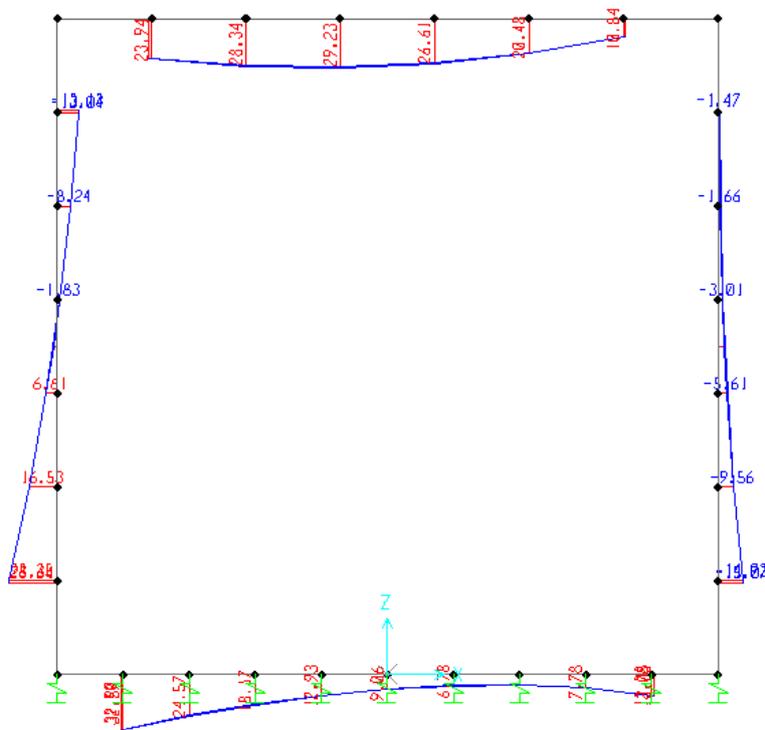


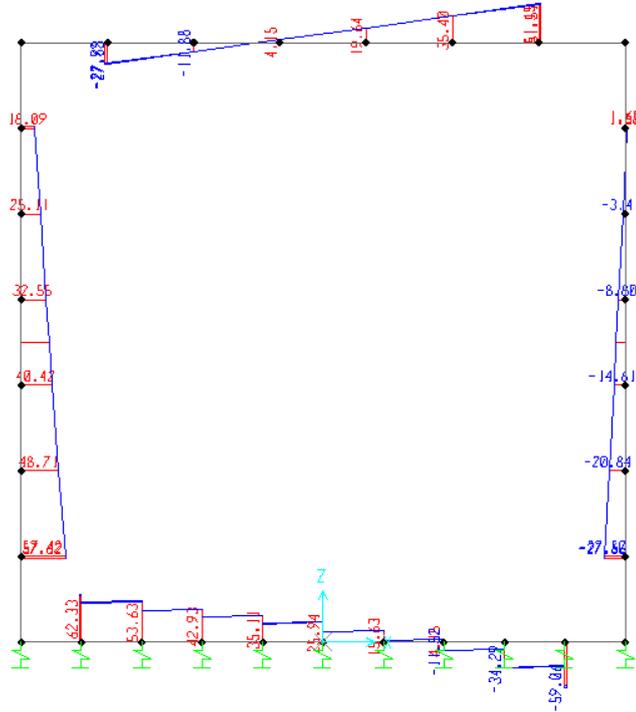
Fig. 2 – Inviluppo sforzi taglianti SLU



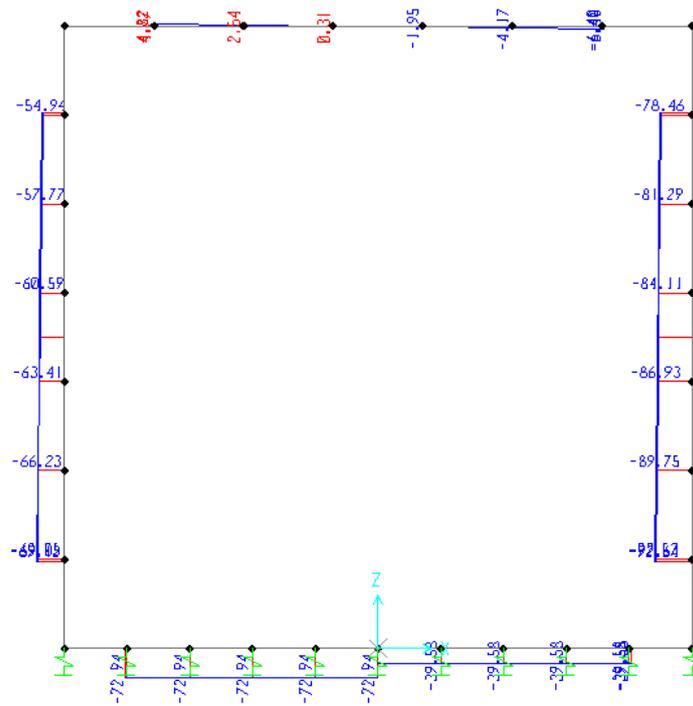
**Fig. 3 – Inviluppo azioni assiali SLU**



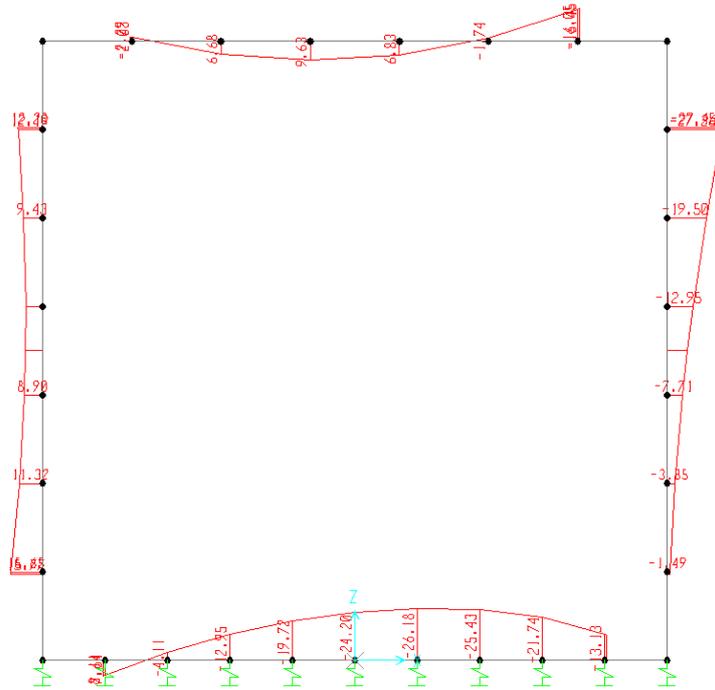
**Fig. 4 – Inviluppo momenti flettenti SLV**



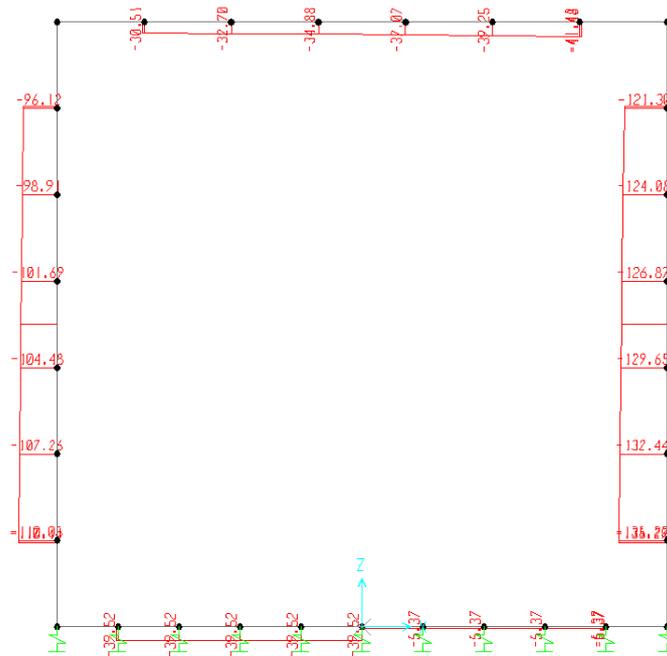
**Fig. 5 – Involuppo sforzi taglianti SLV**



**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 <sub>max</sub>	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	T <sub>max</sub>
soletta inferiore	SLU11-STR	105.11	48.96	131.36
	SLU14-STR	-11.45	-41.73	-
soletta superiore	SLU14-STR	57.03	-27.07	111.74
	SLU05-STR	-13.98	42.71	-
piedritti	SLU11-STR	64.42	-22.29	84.24
	SLU11-STR	83.40	40.62	84.24
	SLU14-STR	172.95	42.94	65.50
	SLU06-STR	77.22	-14.77	65.50

Elemento	SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	ID Asta	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	ID Asta	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)
soletta inferiore	39.52	8.11	soletta	45.04	13.31	soletta	61.60	28.89
	5.37	-26.18	inferiore	19.42	-15.29	inferiore	61.60	16.70
soletta superiore	41.48	-16.45	soletta	28.33	-6.28	soletta	-11.12	24.22
	34.88	9.63	superiore	23.38	15.48	superiore	-11.12	33.01
piedritti	101.69	8.31	piedritti	88.57	5.25	piedritti	54.69	-12.19
	110.11	15.77		99.77	18.09		68.75	25.05
	121.23	27.45		-104.60	17.54		68.75	25.05
	135.29	1.46		115.80	6.55		54.69	-12.19

### 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 <sup>2</sup>
	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 circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	40 di 103

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 <sup>2</sup>
	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	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

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

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate 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	105.11	48.96	131.36
2	-11.45	-41.73	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	39.52	8.11	0.00
2	5.37	-26.18	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	45.04	13.31 (57.09)	0.00 (0.00)
2	19.42	-15.29 (-50.96)	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	61.60	28.89 (53.29)	0.00 (0.00)
2	61.60	16.70 (58.09)	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<sub>r</sub>,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	105.11	48.96	105.14	139.68	2.85	30.8(9.0)
2	S	-11.45	-41.73	-11.19	-130.33	3.12	30.8(9.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	42 di 103

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	30.0	-0.00069	-42.0	22.0	-0.00802	-42.0	8.0
2	0.00350	-50.0	0.0	-0.00091	-42.0	8.0	-0.00864	42.0	22.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000523529	-0.012205863	----	----
2	0.000000000	-0.000551817	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 <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /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	131.36	578.12	152.05	27.3   19.3	100.0	2.500	1.021	6.9	8.0(0.0)
2	S	0.00	827.17	61.25	27.5   19.5	100.0	1.000	1.000	0.0	8.0(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 <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] 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	0.97	-50.0	30.0	-14.0	-42.0	8.0	795	15.4
2	S	3.37	-50.0	0.0	-86.2	32.7	22.0	795	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	Copri ferro [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 = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
wk	Massima distanza tra le fessure [mm]
Mx fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max^*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	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	0.00004 (0.00004)	371	0.016 (0.20)	62.37	0.00
2	S	-0.00068	0	0.500	14.0	73	0.00026 (0.00026)	371	0.096 (0.20)	-48.35	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	1.64	-50.0	30.0	-29.3	-42.0	8.0	845	15.4
2	S	1.94	-50.0	0.0	-44.6	32.7	22.0	895	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	-0.00024	0	0.500	14.0	73	0.00009 (0.00009)	379	0.033 (0.20)	57.09	0.00
2	S	-0.00036	0	0.500	14.0	73	0.00013 (0.00013)	387	0.052 (0.20)	-50.96	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	3.63	-50.0	30.0	-75.8	-42.0	8.0	895	15.4
2	S	2.05	-50.0	30.0	-35.1	-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	-0.00062	0	0.500	14.0	73	0.00023 (0.00023)	387	0.088 (0.20)	53.29	0.00
2	S	-0.00030	0	0.500	14.0	73	0.00011 (0.00011)	379	0.040 (0.20)	58.09	0.00

Si adottano spille 11Ø10/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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	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	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

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

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.                                  Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre

*Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	45 di 103

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	57.03	-27.07	111.74
2	-13.98	42.71	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	41.48	-16.45	0.00
2	34.88	9.63	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	28.33	-6.28 (-61.00)	0.00 (0.00)
2	23.38	15.48 (51.59)	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	-11.12	24.22 (46.85)	0.00 (0.00)
2	-11.12	33.01 (47.12)	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 [cm <sup>2</sup> ]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	57.03	-27.07	57.03	-135.83	5.02	30.8(9.0)
2	S	-13.98	42.71	-14.00	130.10	3.05	30.8(9.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	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	-0.00078	-42.0	8.0	-0.00828	42.0	22.0
2	0.00350	-50.0	30.0	-0.00092	-42.0	22.0	-0.00865	-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	-0.000535395	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000552482	-0.013074456	----	----

**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 circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	47 di 103

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<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	111.74	574.54	114.16	27.4   19.4	100.0	2.500	1.011	5.9	6.0(0.0)
2	S	0.00	827.30	45.85	27.5   19.5	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<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] 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	-41.0	32.7	22.0	895	15.4
2	S	1.18	-50.0	30.0	-20.5	-42.0	8.0	845	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	-0.00034	0	0.500	14.0	73	0.00012 (0.00012)	387	0.048 (0.20)	-54.42	0.00
2	S	-0.00017	0	0.500	14.0	73	0.00006 (0.00006)	379	0.023 (0.20)	57.87	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	0.76	-50.0	0.0	-11.6	32.7	22.0	795	15.4
2	S	1.96	-50.0	30.0	-43.9	-42.0	8.0	895	15.4

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	48 di 103

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00010	0	0.500	14.0	73	0.00003 (0.00003)	371	0.013 (0.20)	-61.00	0.00
2	S	-0.00035	0	0.500	14.0	73	0.00013 (0.00013)	387	0.051 (0.20)	51.59	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	3.13	-50.0	30.0	-85.4	-42.0	8.0	795	15.4
2	S	4.26	-50.0	30.0	-115.0	-42.0	8.0	795	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	-0.00067	0	0.500	14.0	73	0.00026 (0.00026)	371	0.095 (0.20)	46.85	0.00
2	S	-0.00090	0	0.500	14.0	73	0.00034 (0.00034)	371	0.128 (0.20)	47.12	0.00

Si adottano spille 8Ø10/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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	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 circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	49 di 103

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

#### DATI BARRE ISOLATE

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

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	14
2	1	4	8	14

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	64.42	-22.29	84.24
2	83.40	40.62	84.24
3	172.95	42.94	65.50
4	77.22	-14.77	65.50

#### 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	101.69	8.31	0.00
2	110.11	15.77	0.00
3	121.23	27.45	0.00
4	135.29	1.46	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	88.57	5.25 (221.13)	0.00 (0.00)
2	99.77	18.09 (63.91)	0.00 (0.00)
3	-104.60	17.54 (37.19)	0.00 (0.00)
4	115.80	6.55 (268.11)	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	54.69	-12.19 (-59.24)	0.00 (0.00)
2	68.75	25.05 (54.47)	0.00 (0.00)
3	68.75	25.05 (54.47)	0.00 (0.00)
4	54.69	-12.19 (-59.24)	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	64.42	-22.29	64.69	-90.99	4.11	23.1(9.0)
2	S	83.40	40.62	83.33	136.23	3.34	23.1(9.0)
3	S	172.95	42.94	172.95	143.87	3.32	23.1(9.0)
4	S	77.22	-14.77	77.41	-92.03	6.33	23.1(9.0)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	51 di 103

es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	-0.00137	-42.0	8.0	-0.00990	42.0	22.0
2	0.00350	-50.0	30.0	-0.00105	-42.0	22.0	-0.00901	-42.0	8.0
3	0.00350	-50.0	30.0	-0.00080	-42.0	22.0	-0.00831	-42.0	8.0
4	0.00350	-50.0	0.0	-0.00135	-42.0	8.0	-0.00983	42.0	22.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000609154	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000568525	-0.013555742	----	----
3	0.000000000	0.000537009	-0.012610257	----	----
4	0.000000000	-0.000605926	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<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/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	84.24	584.76	116.02	27.7  19.7	100.0	2.500	1.013	4.4	6.0(0.0)
2	S	84.24	582.01	115.05	27.5  19.5	100.0	2.500	1.016	4.4	6.0(0.0)
3	S	65.50	587.69	114.20	27.4  19.4	100.0	2.500	1.034	3.5	6.0(0.0)
4	S	65.50	585.84	115.95	27.7  19.7	100.0	2.500	1.015	3.4	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 circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	52 di 103

Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] 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	0.93	-50.0	30.0	-0.8	-42.0	8.0	845	15.4
2	S	1.86	-50.0	30.0	-17.0	-42.0	8.0	845	15.4
3	S	3.40	-50.0	30.0	-50.4	-42.0	8.0	795	15.4
4	S	0.52	-50.0	30.0	5.3	-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  $f_{ctm}$

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 =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(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	-0.00003	0	0.500	14.0	73	0.00000 (0.00000)	379	0.001 (0.20)	110.36	0.00
2	S	-0.00017	0	0.500	14.0	73	0.00005 (0.00005)	379	0.019 (0.20)	70.38	0.00
3	S	-0.00044	0	0.500	14.0	73	0.00015 (0.00015)	371	0.056 (0.20)	59.80	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	0.62	-50.0	30.0	1.5	-42.0	8.0	0	0.0
2	S	2.20	-50.0	30.0	-27.1	-42.0	8.0	895	15.4
3	S	2.16	-50.0	30.0	-98.5	-42.0	8.0	795	15.4
4	S	0.78	-50.0	30.0	2.2	-42.0	8.0	0	0.0

### 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	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00015 (0.00015)	0	0.000 (0.20)	221.13	0.00
2	S	-0.00024	0	0.500	14.0	73	0.00008 (0.00008)	387	0.031 (0.20)	63.91	0.00
3	S	-0.00073	0	0.500	14.0	73	0.00030 (0.00030)	371	0.110 (0.20)	37.19	0.00
4	S	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00030 (0.00030)	0	0.001 (0.20)	268.11	0.00

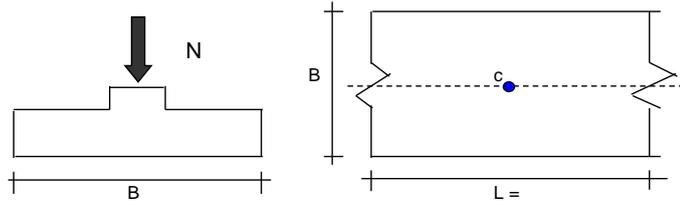
### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.81	-50.0	0.0	-39.8	21.0	22.0	767	7.7
2	S	3.17	-50.0	30.0	-59.9	-42.0	8.0	845	15.4



**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME**

**LAVORO:**



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

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

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

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

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

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

**DATI DI INPUT:**

B = 1.86 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 130.02 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 69.90 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

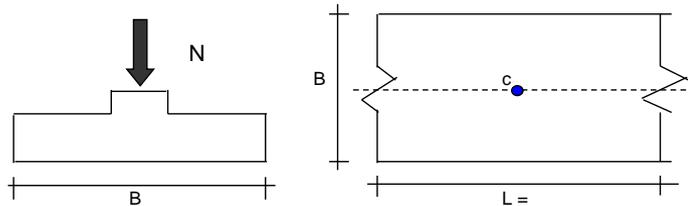
Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1		8.00	0.0	8.0	1.0	15000	0.30	1.24
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 1.24 \text{ (cm)}$$

### 9.1 Verifica dei cedimenti a breve termine

#### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

##### LAVORO:



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

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

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

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

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

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

##### DATI DI INPUT:

B = 1.86 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 130.02 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 69.90 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1		8.00	0.0	8.0	1.0	45000	0.30	0.41
-		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	-

$$\delta_{ctot} = 0.41 \text{ (cm)}$$

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

## 9.2 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 ( $e_B = Mb/N$ )

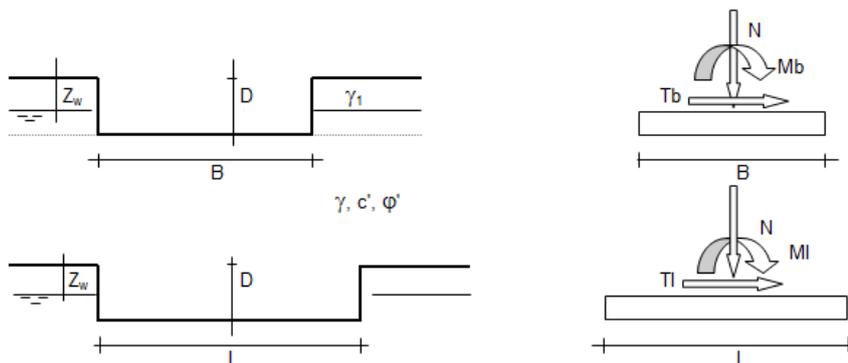
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = 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)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		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	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 = 1.86 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 4.00 (m)



Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	57 di 103

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	378.00		378.00
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

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

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

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

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

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

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

$$B^* = 1.86 \quad (\text{m})$$

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

**q : sovraccarico alla profondità D**

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

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

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

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 11.85$$

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

$$N_c = 22.25$$

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

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.29$$

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

$$s_q = 1.26$$

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

*Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	58 di 103

$$s_\gamma = 0.78$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.65 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.35 \quad m = 1.65 \quad (-)$$

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

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

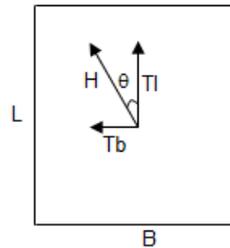
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.41$$

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

$$d_c = 1.45$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : 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 circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN0000 006	B	59 di 103

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : 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**

$$q_{lim} = 1426.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 203.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 620.43 \geq q = 203.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni totali**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

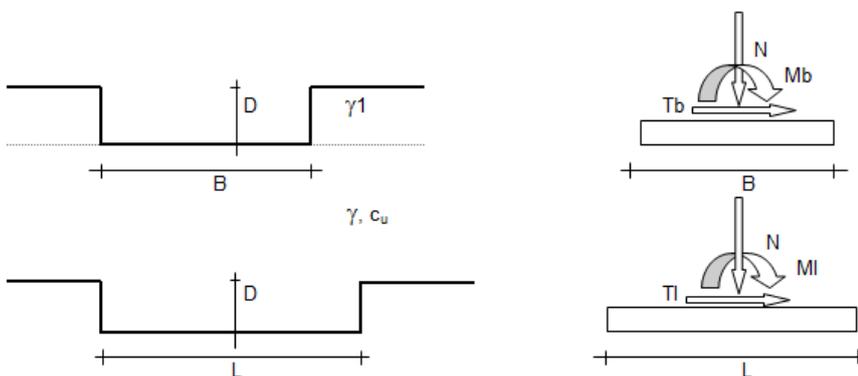
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

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

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

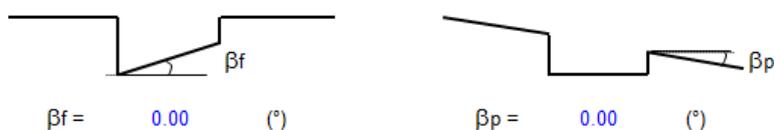
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$c_u$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	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 = 1.86 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 4.00 (m)



Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	61 di 103

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	378.00	0.00	378.00
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

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

$$B^* = 1.86 \quad (\text{m})$$

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

**q : sovraccarico alla profondità D**

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

**$\gamma$  : 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**

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

$$s_c = 1.11$$

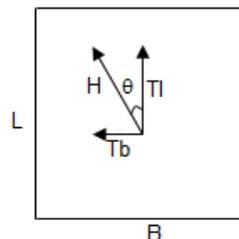
**$i_c$  : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.65$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.35$$

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

$$m = 1.65$$



Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	62 di 103

( $m=2$  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**

$$q_{lim} = 499.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 203.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

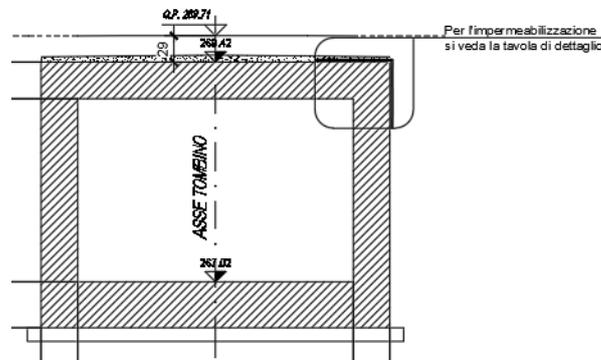
**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 217.21 \geq q = 203.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 10 TOMBINO Ø1000

La dimensione interna è di 1.66m e l'altezza interna pari a 1.66m, con soletta superiore di spessore 0.30m, piedritti di spessore 0.30m e soletta inferiore di spessore 0.30m.

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	$L_{tot}$	2.26	m
larghezza utile scatolare	$L_{int}$	1.66	m
larghezza interasse	$L_a$	1.96	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.30	m
spessore piedritti	$S_p$	0.30	m
spessore fondazione	$S_f$	0.30	m
altezza totale scatolare	$H_{tot}$	2.26	m
altezza libera scatolare	$H_{int}$	1.66	m
spessore pacchetto stradale superiore	$H_{p_{sup}}$	0.13	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{R_{sup}}$	3.00	m
spessore pacchetto stradale inferiore	$H_{p_{inf}}$	0.00	m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{R_{inf}}$	0.00	m

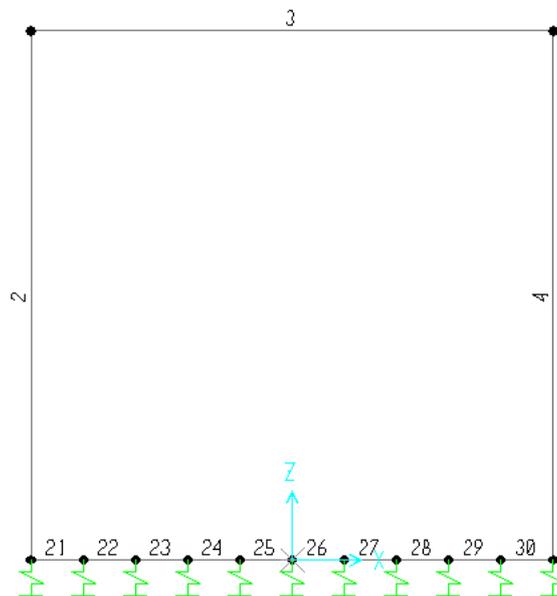
## 10.2 Modello di calcolo

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

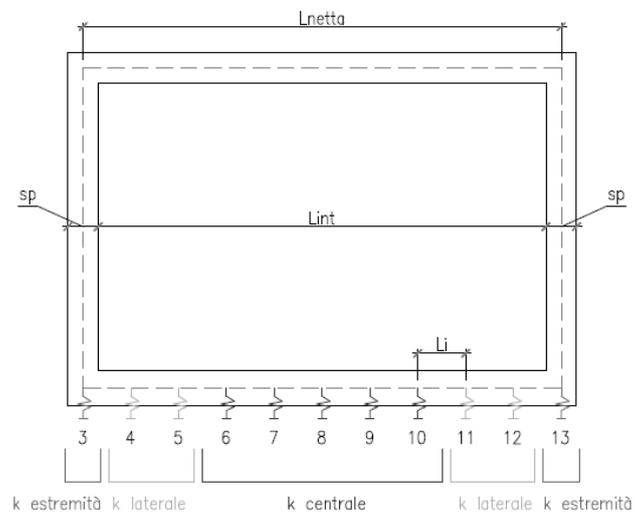
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K= 3600 \text{ kN/mc}$  in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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]

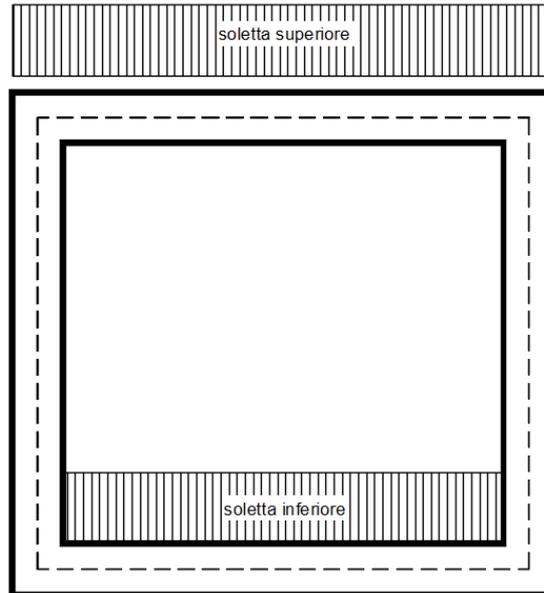
Molle laterali  $k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$  [kN/m]



#### 10.4 Analisi dei carichi

##### 10.4.1 *Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati*

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 kN/m</b>
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	60.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>63.00 kN/m</b>
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 kN/m</b>
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>0.00 kN/m</b>
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	7.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>7.50 kN/m</b>

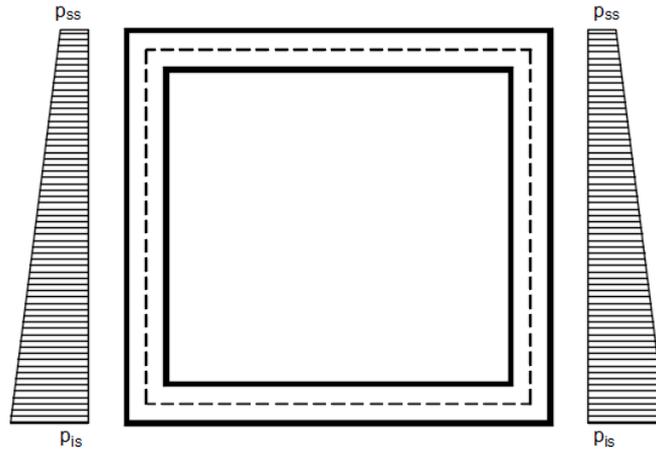


Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 9.45 kN.

#### *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  $K_o=1-\sin\varphi$ , per cui si ottiene un valore di  $K_o=0.43$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

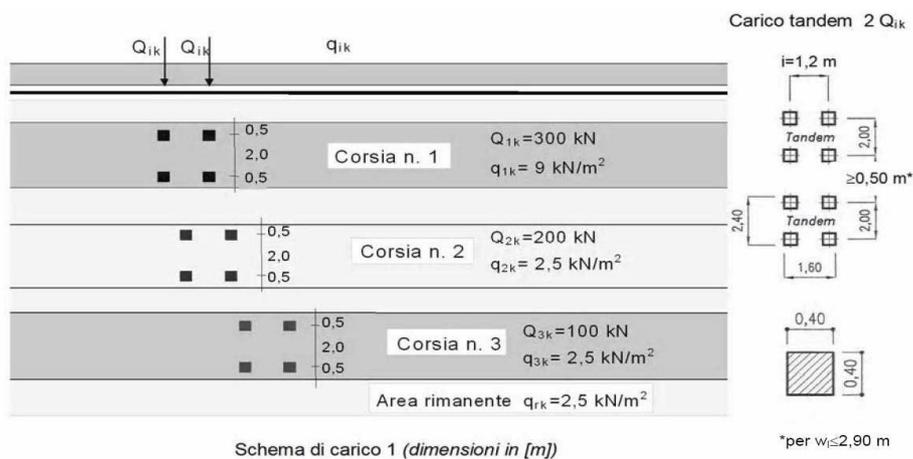
$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_o * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 28.0 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_o * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 44.7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



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 4.10 kN ed inferiore con valore pari a 6.80 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 <sup>2</sup> ]
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.**

$$L_L = 4.16 \text{ m}$$

$$L_{T1} = 4.96 \text{ m} \quad q_{ik} = 29.1 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T2} = 7.96 \text{ m} \quad q_{ik} = 30.2 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T3} = 10.96 \text{ m} \quad q_{ik} = 26.3 \text{ kN/m}^2$$

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

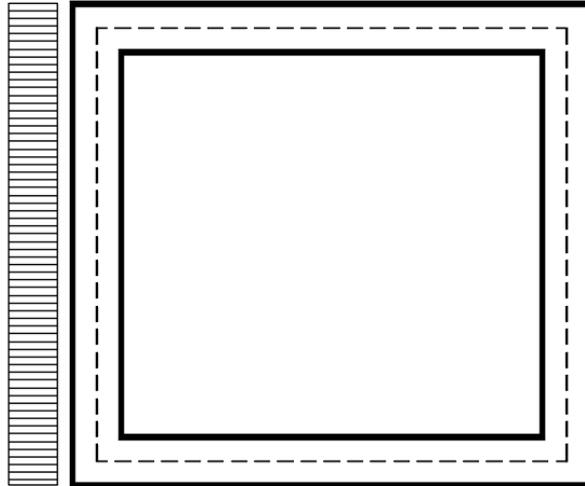
Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 4.36 kN per i carichi concentrati e valore pari a 1.35 kN per il carico distribuito.

#### 10.4.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato si considera 20 kN/mq.

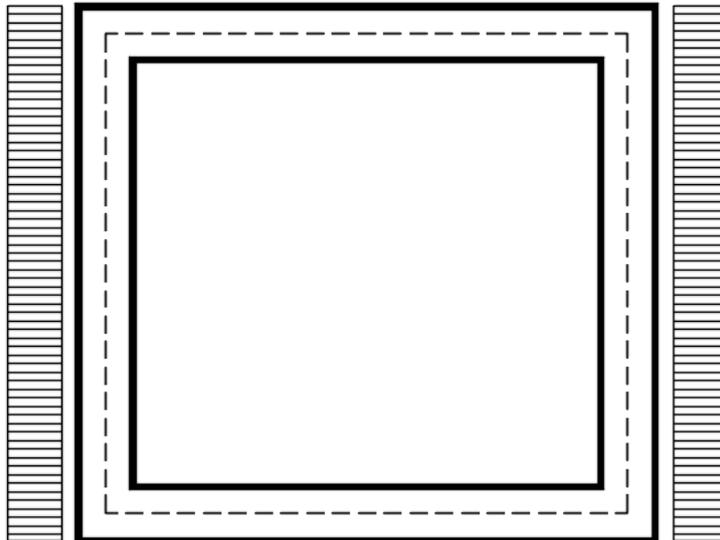
$$q_1 * K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

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 1.28 kN ed inferiore con valore pari a 1.28 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 1.28 kN ed inferiore con valore pari a 1.28 kN.

#### 10.4.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2Qk_1) + 0.1 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L = 366 \text{ kN}$$

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

$$L = 2.26 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 8.1 \text{ kN/m}^2$$

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.

#### 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<sub>s</sub> a t=0

R <sub>ck</sub>	=	37	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f <sub>ck</sub>	=	30.71	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f <sub>cm</sub>	=	38.71	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E <sub>cm</sub>	=	33019	N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico secante medio

Tempo e ambiente

t <sub>s</sub>	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t <sub>0</sub>	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
t	=	25550	gg	età del calcestruzzo in giorni
h <sub>0</sub> =2A <sub>c</sub> /u	=	600	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A <sub>c</sub>	=	300000	mm <sup>2</sup>	sezione dell'elemento
u	=	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità φ(t,t<sub>0</sub>) e modulo elastico EC<sub>t</sub> a tempo "t"

φ(t, t <sub>0</sub> ) = φ <sub>0</sub> β <sub>c</sub> (t, t <sub>0</sub> ) =		1.982	
φ <sub>0</sub> = φ RH β <sub>c</sub> (f <sub>cm</sub> ) β <sub>c</sub> (t <sub>0</sub> ) =		131.52	coeff nominale di viscosità
φ <sub>RH</sub> = 1 + [ (1 - RH/100) / (0.1 √[3]{h <sub>0</sub> }) ] α <sub>1</sub> =		1.271	coeff che tiene conto dell'umidità
α <sub>1</sub> = { (35/f <sub>cm</sub> ) <sup>0.7</sup> per f <sub>cm</sub> > 35MPa / 1 per f <sub>cm</sub> ≤ 35MPa =		0.932	coeff per la resistenza del cls
α <sub>2</sub> = { (35/f <sub>cm</sub> ) <sup>0.2</sup> per f <sub>cm</sub> > 35MPa / 1 per f <sub>cm</sub> ≤ 35MPa =		0.980	coeff per la resistenza del cls
β <sub>c</sub> (f <sub>cm</sub> ) = 16.8 / √f <sub>cm</sub> =		2.700	coeff che tiene conto della resistenza del cls
β <sub>c</sub> (t <sub>0</sub> ) = 1 / (0.1 + t <sub>0</sub> <sup>0.20</sup> ) =		0.649	coeff per l'evoluzione della viscosità nel tempo
t <sub>o</sub> = t <sub>0</sub> ( (9 / (2 + t <sub>0</sub> <sup>1.2</sup> ) + 1 ) <sup>α</sup> ≥ 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 <sub>c</sub> (t, t <sub>0</sub> ) = [ (t - t <sub>0</sub> ) / (β <sub>H</sub> + t - t <sub>0</sub> ) ] <sup>u.3</sup> =		0.984	coeff per la variabilità della viscosità nel tempo
β <sub>H</sub> = 1.5[1 + (0.012 RH) <sup>18</sup> ] h <sub>0</sub> + 250α <sub>3</sub> ≤ 1500α <sub>3</sub> =		1382.5	coeff che tiene conto dell'umidità relativa

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	73 di 103

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

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

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

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

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

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

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:

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

#### 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  $V_N \geq 100$  anni ed una IV classe d'uso  $C_u = 2.0$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 100$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.090$  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:

$$a_{max} = 1.600 * 1 * 0.090 \text{ g} = 0.144 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.144$$

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	75 di 103

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.072$$

### Sisma orizzontale

$$F_{sis} = a_{max} * \gamma * H_{tot} = 6.51 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma * 1m = 1.08 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 7.59 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto sx})$$

$$\text{Totale} = 1.08 \text{ kN/m} \quad (\text{piederitto dx})$$

$$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 9.01 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 0.86 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2 = 0.55 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

$$\text{Totale} = 10.43 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 1.14 kN ed inferiore con valore pari a 1.14 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.16 kN ed inferiore con valore pari a 0.16 kN.

### Sisma verticale

$$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m = 0.54 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$F_q = 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2 = 0.28 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

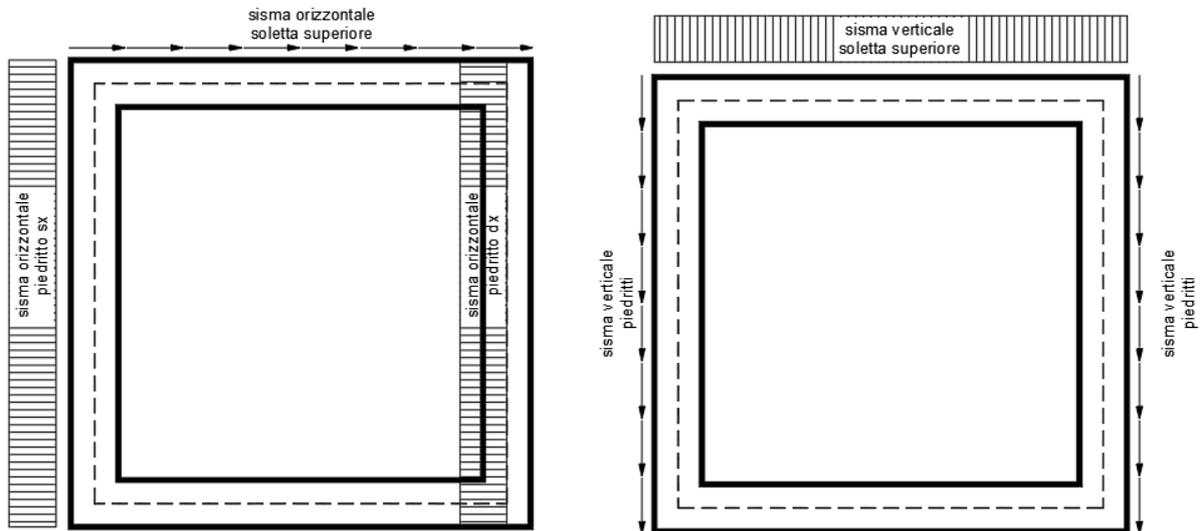
$$F_{inr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 4.51 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 0.43 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$\text{Totale} = 5.22 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 0.78 kN.

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



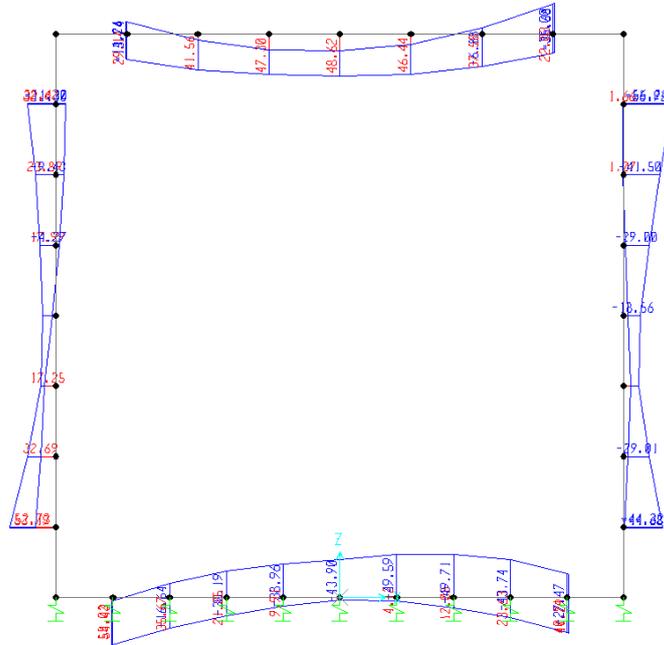
#### 10.4.9 Spinta sismica terreno

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:

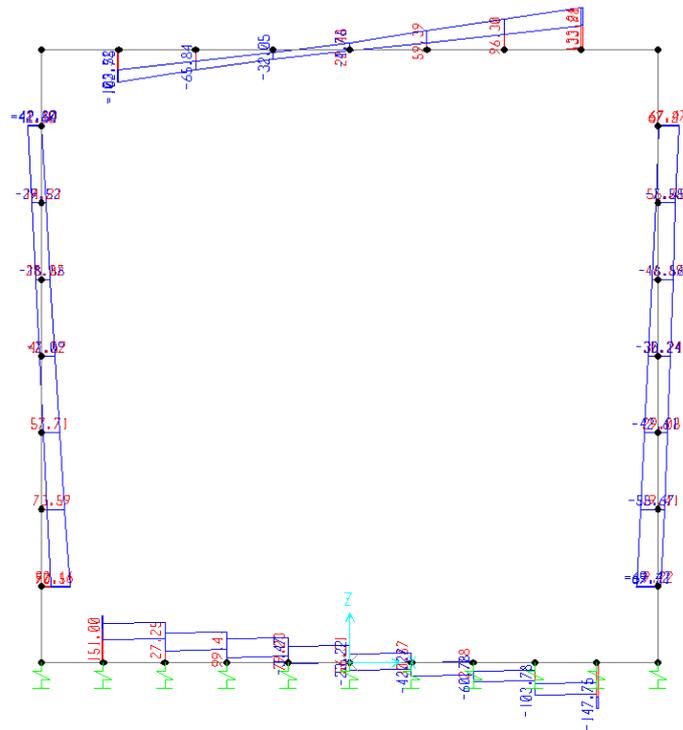
$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) * \gamma * H_{\text{tot}}^2$$

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

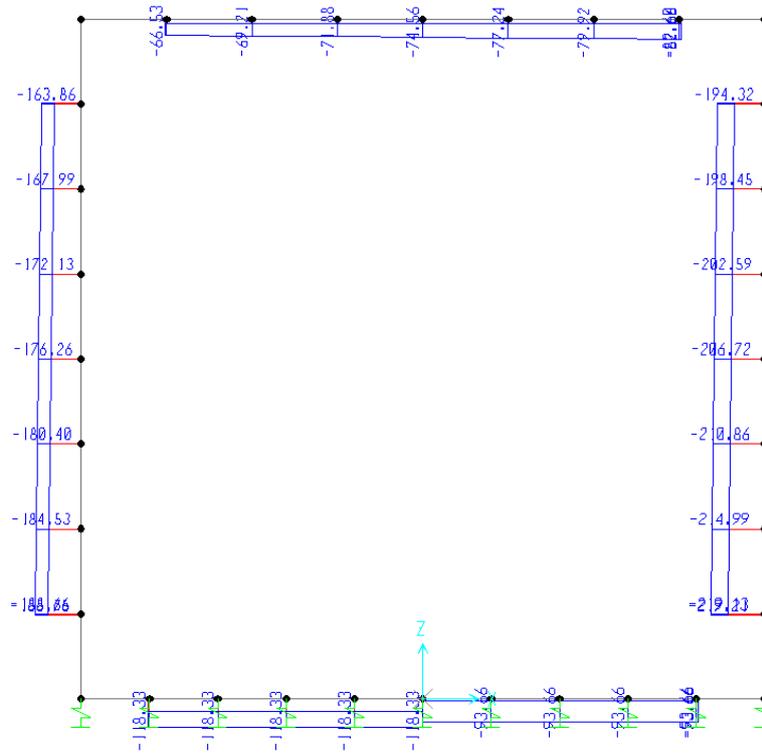
**10.5 diagrammi delle sollecitazioni**



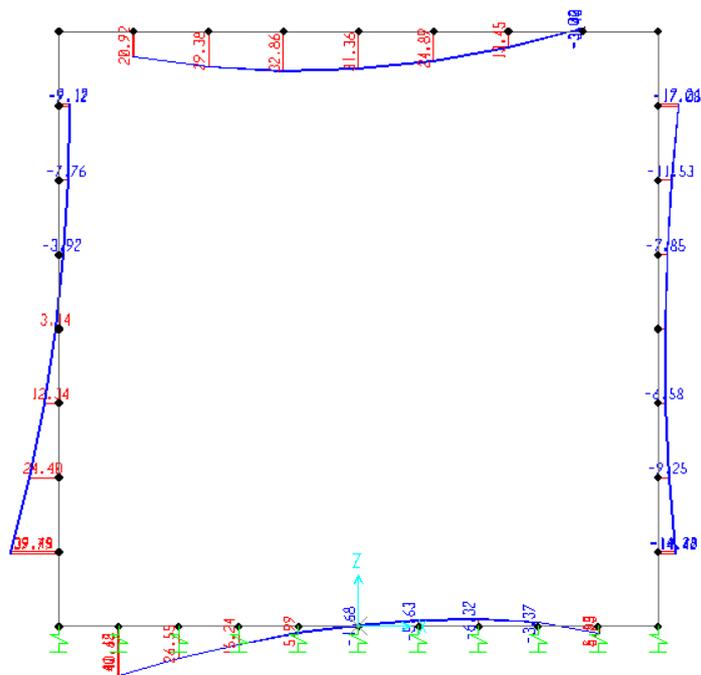
**Fig. 9 – Involuppo momenti flettenti SLU**



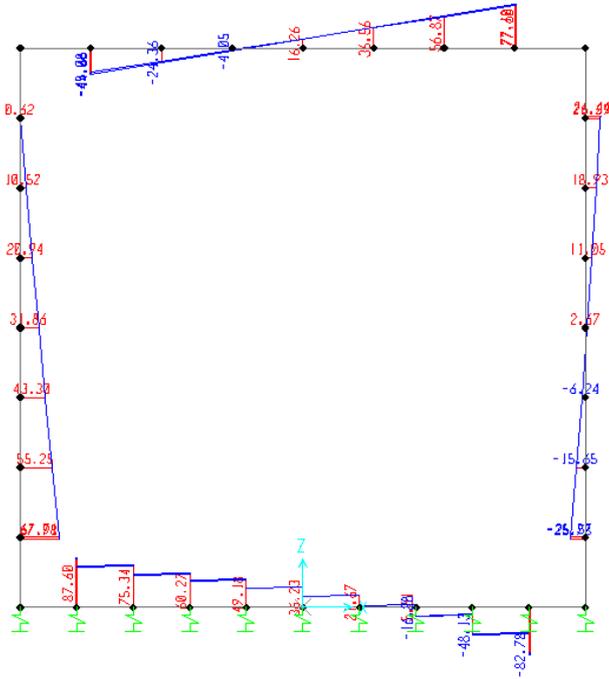
**Fig. 10 – Involuppo sforzi taglianti SLU**



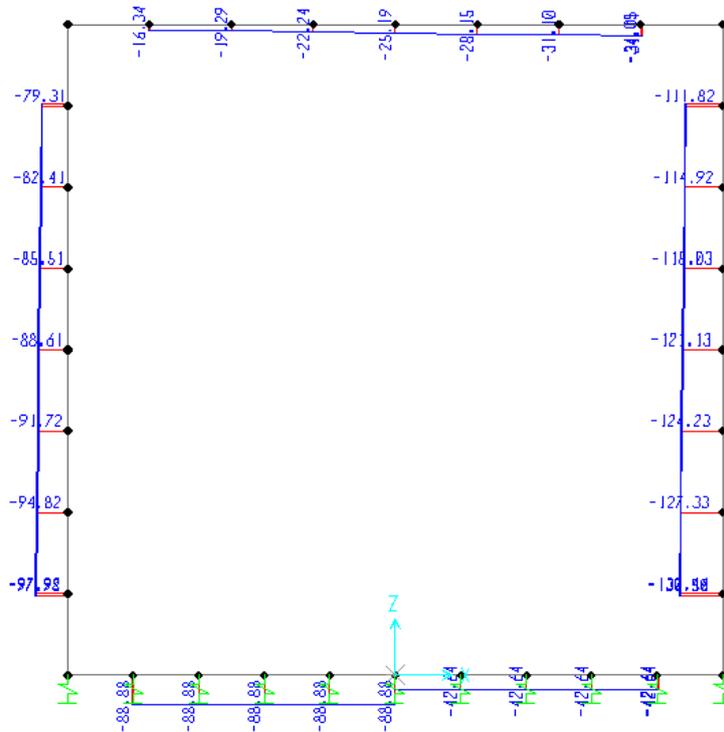
**Fig. 11 – Involupto azioni assiali SLU**



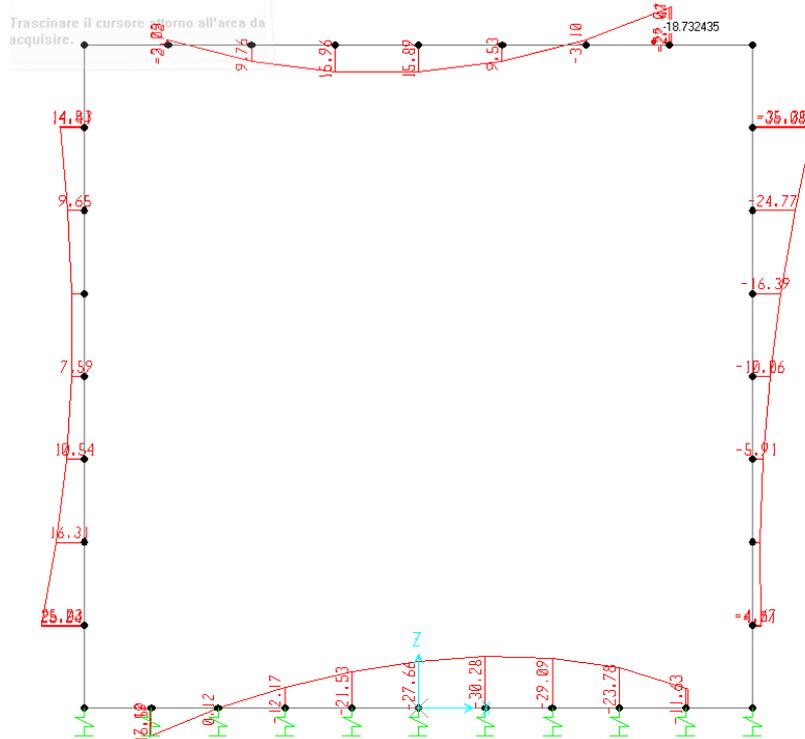
**Fig. 12 – Involupto momenti flettenti SLU**



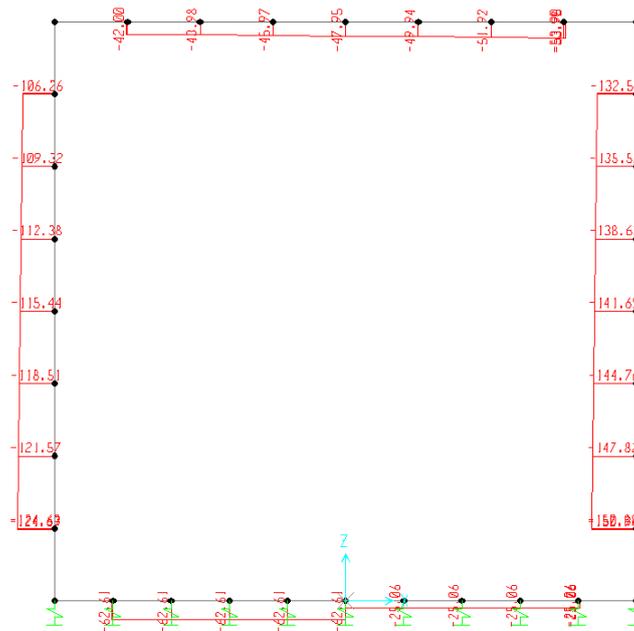
**Fig. 13 – Involuppo sforzi taglienti SLV**



**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 <sub>max</sub>	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	T <sub>max</sub>
soletta inferiore	SLU11-STR	118.33	55.02	151.00
	SLU14-STR	8.27	-49.71	-
soletta superiore	SLU14-STR	69.63	-35.68	133.98
	SLU05-STR	17.86	48.62	-
piedritti	SLU11-STR	109.87	-11.30	90.51
	SLU11-STR	134.85	53.19	90.51
	SLU14-STR	194.23	56.24	69.71
	SLU06-STR	122.70	-1.66	69.71

Elemento	SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	ID Asta	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	ID Asta	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)
soletta inferiore	62.61	17.12	soletta inferiore	63.60	19.85	soletta inferiore	66.55	28.03
	25.06	-30.28		35.43	-21.18		66.55	4.78
soletta superiore	53.95	-22.47	soletta superiore	44.36	-13.16	soletta superiore	15.60	14.76
	45.97	15.96		39.86	20.77		15.60	35.44
piedritti	112.38	7.34	piedritti	107.44	5.63	piedritti	89.57	-1.29
	124.69	25.24		119.76	26.35		104.94	29.69
	132.44	35.32		-120.94	26.21		104.94	29.69
	147.82	4.08		133.26	7.02		89.57	-1.29

#### 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 <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	82 di 103

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 <sup>2</sup>
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	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

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

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate 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

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	83 di 103

1	118.33	55.02	151.00
2	8.27	-49.71	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	62.61	17.12	0.00
2	25.06	-30.28	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	63.60	19.85 (56.51)	0.00 (0.00)
2	35.43	-21.18 (-52.03)	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	66.55	28.03 (53.99)	0.00 (0.00)
2	66.55	4.78 (142.46)	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
--------	-----	---	----	-------	--------	----------	-----------

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	84 di 103

1	S	118.33	55.02	118.06	140.71	2.56	30.8(9.0)
2	S	8.27	-49.71	8.32	-131.90	2.65	30.8(9.0)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	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	30.0	-0.00066	42.0	22.0	-0.00795	-42.0	8.0
2	0.00350	-50.0	0.0	-0.00088	-42.0	8.0	-0.00854	42.0	22.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000520301	-0.012109037	----	----
2	0.000000000	-0.000547166	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 <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /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	151.00	579.09	151.92	27.3  19.3	100.0	2.500	1.023	8.0	8.0(0.0)
2	S	0.00	826.26	61.18	27.4  19.4	100.0	1.000	1.000	0.0	8.0(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 circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	85 di 103

Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] 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	2.10	-50.0	30.0	-36.2	-42.0	8.0	845	15.4
2	S	3.87	-50.0	0.0	-93.0	32.7	22.0	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  $f_{ctm}$

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]  
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	-0.00030	0	0.500	14.0	73	0.00011 (0.00011)	379	0.041 (0.20)	57.99	0.00
2	S	-0.00074	0	0.500	14.0	73	0.00028 (0.00028)	394	0.110 (0.20)	-49.84	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	2.46	-50.0	30.0	-44.9	-42.0	8.0	845	15.4
2	S	2.68	-50.0	0.0	-58.9	32.7	22.0	895	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	-0.00037	0	0.500	14.0	73	0.00013 (0.00013)	379	0.051 (0.20)	56.51	0.00
2	S	-0.00047	0	0.500	14.0	73	0.00018 (0.00018)	387	0.068 (0.20)	-52.03	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	3.51	-50.0	30.0	-71.2	-42.0	8.0	895	15.4
2	S	0.51	-50.0	30.0	0.3	-42.0	8.0	0	0.0

#### 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	-0.00058	0	0.500	14.0	73	0.00021 (0.00021)	387	0.083 (0.20)	53.99	0.00
2	S	-0.00001	0	0.500	14.0	73	0.00021 (0.00021)	0	0.000 (0.20)	142.46	0.00

Si adottano spille 11Ø10/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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	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	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

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

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.                      Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre

*Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	87 di 103

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	69.63	-35.68	133.98
2	17.86	48.62	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	53.95	-22.47	0.00
2	45.97	15.96	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	44.36	-13.16 (-57.04)	0.00 (0.00)
2	39.86	20.77 (52.70)	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	15.60	14.76 (50.42)	0.00 (0.00)
2	15.60	35.44 (48.90)	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 [cm <sup>2</sup> ]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	69.63	-35.68	69.83	-136.85	3.84	30.8(9.0)
2	S	17.86	48.62	17.83	132.67	2.73	30.8(9.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	-0.00076	-42.0	8.0	-0.00821	42.0	22.0
2	0.00350	-50.0	30.0	-0.00086	42.0	22.0	-0.00849	-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	-0.000532262	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000544888	-0.012846628	----	----

**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 circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	89 di 103

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<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/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	133.98	575.48	135.10	27.4   19.4	100.0	2.500	1.014	7.1	7.1(0.0)
2	S	0.00	828.70	54.21	27.4   19.4	100.0	1.000	1.004	0.0	7.1(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<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] 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	2.82	-50.0	0.0	-56.9	32.7	22.0	895	15.4
2	S	1.99	-50.0	30.0	-37.8	-42.0	8.0	845	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	-0.00046	0	0.500	14.0	73	0.00017 (0.00017)	387	0.066 (0.20)	-54.07	0.00
2	S	-0.00031	0	0.500	14.0	73	0.00011 (0.00011)	379	0.043 (0.20)	55.50	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	1.62	-50.0	0.0	-29.1	32.7	22.0	845	15.4
2	S	2.62	-50.0	30.0	-56.0	-32.7	8.0	895	15.4

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	90 di 103

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00024	0	0.500	14.0	73	0.00009 (0.00009)	379	0.033 (0.20)	-57.04	0.00
2	S	-0.00045	0	0.500	14.0	73	0.00017 (0.00017)	387	0.065 (0.20)	52.70	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	1.88	-50.0	30.0	-44.2	-42.0	8.0	895	15.4
2	S	4.55	-50.0	30.0	-113.7	-42.0	8.0	945	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	-0.00035	0	0.500	14.0	73	0.00013 (0.00013)	387	0.051 (0.20)	50.42	0.00
2	S	-0.00090	0	0.500	14.0	73	0.00034 (0.00034)	394	0.134 (0.20)	48.90	0.00

Si adottano spille 10Ø10/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 <sup>2</sup>
	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 <sup>2</sup>
	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**

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	91 di 103

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

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

#### DATI BARRE ISOLATE

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

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	14
2	1	4	8	14

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	109.87	-11.30	90.51
2	134.85	53.19	90.51
3	194.23	56.24	69.71
4	122.70	-1.66	69.71

#### 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	112.38	7.34	0.00
2	124.69	25.24	0.00
3	132.44	35.32	0.00

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	92 di 103

4                                      147.82                                      4.08                                      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	107.44	5.63 (424.75)	0.00 (0.00)
2	119.76	26.35 (60.25)	0.00 (0.00)
3	-120.94	26.21 (39.11)	0.00 (0.00)
4	133.26	7.02 (407.68)	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	89.57	-1.29 (50.42)	0.00 (0.00)
2	104.94	29.69 (56.86)	0.00 (0.00)
3	104.94	29.69 (56.86)	0.00 (0.00)
4	89.57	-1.29 (0.00)	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	109.87	-11.30	109.90	-94.68	8.64	23.1(9.0)
2	S	134.85	53.19	134.67	140.61	2.63	23.1(9.0)
3	S	194.23	56.24	194.06	145.66	2.57	23.1(9.0)
4	S	122.70	-1.66	122.64	-95.71	77.52	23.1(9.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

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

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	93 di 103

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	-0.00128	-42.0	8.0	-0.00965	42.0	22.0
2	0.00350	-50.0	30.0	-0.00090	42.0	22.0	-0.00860	-42.0	8.0
3	0.00350	-50.0	30.0	-0.00074	42.0	22.0	-0.00815	-42.0	8.0
4	0.00350	-50.0	0.0	-0.00126	-42.0	8.0	-0.00958	42.0	22.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000597763	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000550109	-0.013003260	----	----
3	0.000000000	0.000529604	-0.012388125	----	----
4	0.000000000	-0.000594535	0.003500000	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = Vy ortogonale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	
1	S	90.51	588.59	115.76	27.7	19.7	100.0	2.500	1.022	4.7	6.0(0.0)
2	S	90.51	585.31	114.57	27.5	19.5	100.0	2.500	1.026	4.8	6.0(0.0)
3	S	69.71	588.95	113.99	27.4	19.4	100.0	2.500	1.038	3.7	6.0(0.0)
4	S	69.71	589.66	115.69	27.6	19.6	100.0	2.500	1.024	3.6	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)

Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	94 di 103

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<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] 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	0.84	-50.0	30.0	1.4	-42.0	8.0	0	0.0
2	S	3.10	-50.0	30.0	-42.2	-42.0	8.0	945	15.4
3	S	4.41	-50.0	30.0	-72.5	-42.0	8.0	845	15.4
4	S	0.72	-50.0	30.0	4.8	-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]  
 k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(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	-0.00001	0		14.0	73	0.00000 (0.00000)	0	0.001 (0.20)	165.28	0.00
2	S	-0.00037	0	0.500	14.0	73	0.00013 (0.00013)	394	0.050 (0.20)	61.69	0.00
3	S	-0.00061	0	0.500	14.0	73	0.00022 (0.00022)	379	0.082 (0.20)	57.55	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	0.69	-50.0	30.0	2.3	-42.0	8.0	0	0.0
2	S	3.25	-50.0	30.0	-47.3	-42.0	8.0	795	15.4
3	S	3.29	-50.0	30.0	-133.6	-32.7	8.0	795	15.4
4	S	0.86	-50.0	30.0	2.8	-42.0	8.0	0	0.0

#### 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	0.00022 (0.00022)	0	0.001 (0.20)	424.75	0.00
2	S	-0.00041	0	0.500	14.0	73	0.00014 (0.00014)	371	0.053 (0.20)	60.25	0.00
3	S	-0.00100	0	0.500	14.0	73	0.00040 (0.00040)	371	0.149 (0.20)	39.11	0.00
4	S	0.00000	0	0.500	14.0	73	0.00040 (0.00040)	0	0.001 (0.20)	407.68	0.00

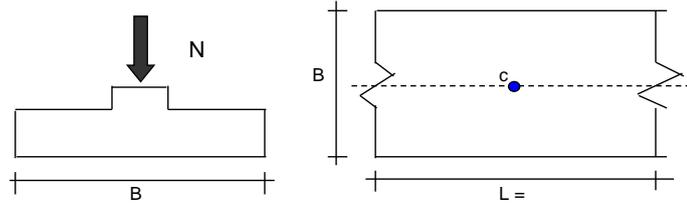
#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

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



**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME**

**LAVORO:**



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

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

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

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

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

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

**DATI DI INPUT:**

B = 2.26 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 199.69 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 88.36 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

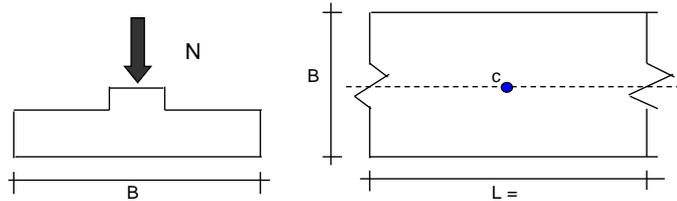
Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	ν	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1		9.00	0.0	9.0	1.0	15000	0.30	1.84
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{\text{ctot}} = 1.84 \text{ (cm)}$$

### 10.1 Verifica dei cedimenti a breve termine

#### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

**LAVORO:**



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

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

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

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

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

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

**DATI DI INPUT:**

B = 2.26 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 199.69 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 88.36 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

Strato	Litologia	Spessore	da	z <sub>i</sub>	a	z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1		9.00	0.0	9.0	1.0	1.0	1.0	45000	0.30	0.61
-		0.00	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 0.61 \text{ (cm)}$$

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

## 10.2 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  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

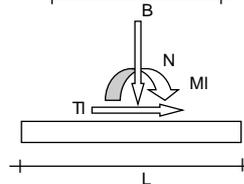
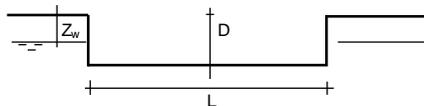
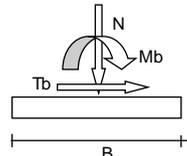
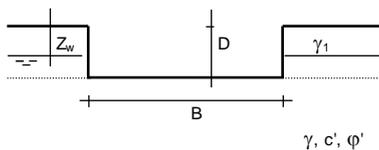
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_b$ )

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

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

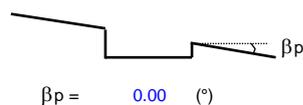
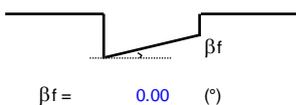
#### coefficienti parziali

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	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 = 2.26 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 5.39 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	435.00		435.00
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)

$B^* = 2.26$  (m)  
 $L^* = 1.00$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 86.24$  (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 16.00$  (kN/mc)

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

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

$Nq = 11.85$

$Nc = (Nq - 1) \cdot \tan \varphi'$

$Nc = 22.25$

$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$

$Ny = 12.54$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$s_c = 1 + B^* Nq / (L^* Nc)$

$s_c = 1.24$

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

$s_q = 1.22$

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

$s_\gamma = 0.82$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.69$        $\theta = \arctg(Tb/TI) = 90.00$  (°)

$m_i = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.31$        $m = 1.69$  (-)

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

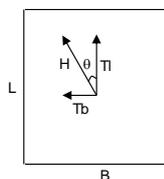
$i_q = 1.00$

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

$i_c = 1.00$

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

$i_\gamma = 1.00$



*Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	100 di 103

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

$$d_q = 1.43$$

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

$$d_c = 1.47$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1856.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 192.48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 806.98 \geq q = 192.48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni totali**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

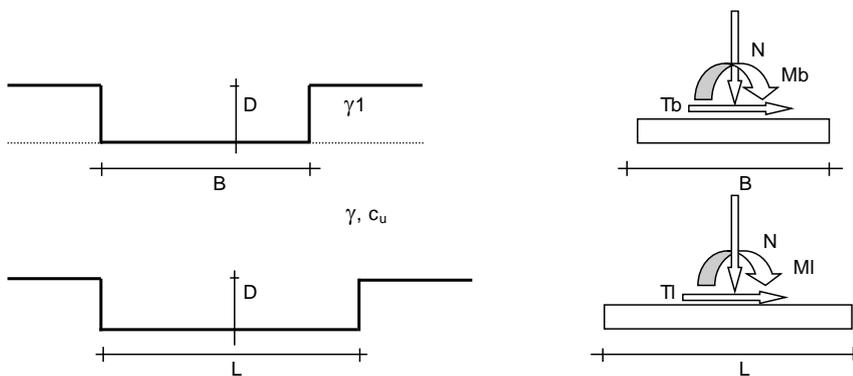
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

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

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

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$c_u$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ulti	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 = 2.26 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 5.39 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	435.00	0.00	435.00
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*

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

$$B^* = 2.26 \quad (\text{m})$$

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

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 86.24 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : 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**

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

$$s_c = 1.09$$

**$i_c$  : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.69$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.31$$

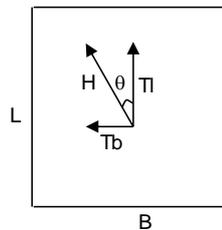
$$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.69$$

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

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

$$i_c = 1.00$$



*Relazione di calcolo Tombini idraulici circolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN0000 006	B	103 di 103

**$d_c$  : fattore di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_c = 1.55$$

**$b_c$  : 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**

$$q_{lim} = 521.22 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 192.48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 226.62 \geq q = 192.48 \quad (\text{kN/m}^2)$$