

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI – USCITA DI SICUREZZA (GA65)

Pk 141+021.64

Relazione di calcolo strutture interne

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta)	Valido per costruzione Data: _____
Data: _____	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPODOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	G A 6 5 0 0	0 0 3	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	PAGLINI	05/11/18	MERLINI	05/11/18	05/11/18	
B							
C							

CIG. 751447334A File: ANOR11EE2CLGA6500003A_03.docx



CUP: F81H91000000008

INDICE

1.	INTRODUZIONE	6
2.	ELABORATI DI RIFERIMENTO	6
3.	NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE	6
3.1	NORMATIVE	6
3.2	SPECIFICHE TECNICHE	7
4.	MATERIALI STRUTTURALI	8
4.1	CALCESTRUZZO	8
4.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	8
4.3	PRESCRIZIONI DI DURABILITÀ.....	9
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	10
5.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	10
5.2	CARATTERIZZAZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	10
5.3	CALCOLO DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ORIZZONTALE.....	11
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E LIVELLI DI FALDA	12
6.1	MATERIALE NATURALE	12
6.1.1	<i>Parametri geotecnici</i>	12
6.2	MODULO DI SOTTOFONDO.....	12
6.3	LIVELLI DI RITOMBAMENTO	13
6.4	LIVELLI DI FALDA	14
7.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	15
8.	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	18
9.	ANALISI DEI CARICHI	23
9.1	PESO PROPRIO STRUTTURALE.....	23
9.2	AZIONE INDIRETTA – RITIRO E VISCOSITÀ.....	23
9.3	AZIONI PERMANENTI	25
9.3.1	<i>Pesi portati</i>	25
9.4	AZIONI DOVUTE AL TERRENO: SPINTE STATICHE.....	27

9.4.1	Condizione di falda minima.....	27
9.4.2	Condizione di falda massima.....	27
9.5	AZIONI VARIABILI.....	30
9.5.1	Sovraccarico folla.....	30
9.5.2	Sovraccarico di cantiere a piano campagna.....	31
9.5.3	Carichi in copertura.....	32
9.5.3.1	Sovraccarico copertura.....	32
9.5.3.1	Carico neve.....	33
9.5.4	Azione termica.....	34
9.5.5	Azione del vento.....	36
9.6	AZIONI SISMICHE.....	39
9.6.1	Azione Sismica della struttura.....	39
9.6.2	Azione Sismica del terreno e della falda: ricoprimento e spinte dinamiche.....	41
10.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	46
10.1	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....	46
10.1.1	Coefficienti di combinazione Approccio 1 Combinazione 1 (A1) STR.....	46
10.1.2	Coefficienti di combinazione Sismiche.....	46
10.1.3	Coefficienti di combinazione Approccio 1 Combinazione 2 (A2) GEO.....	47
10.1.4	Coefficienti di combinazione UPL.....	48
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO - GENERALITÀ.....	49
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO - STATI LIMITE ULTIMI.....	50
10.2.1	Approccio 1 Combinazioni 1 (A1) STR.....	50
10.2.1	Combinazioni sismiche SLV.....	51
10.3	COMBINAZIONI DI CARICO - STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	52
10.3.1	Combinazioni SLE caratteristiche (rare).....	52
10.3.2	Combinazioni SLE sismiche SLD.....	53
10.3.3	Combinazioni SLE frequenti.....	53
10.3.4	Combinazioni SLE quasi permanenti.....	54
11.	RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE.....	55

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
4 di 137

11.1	AZIONI INTERNE.....	55
11.1.1	Struttura definitiva.....	55
11.1.1.1	GA65: INV_SLU_SLV.....	55
11.1.1.2	GA65: INV_SLE_R_SLD.....	58
11.1.1.3	GA65: INV_SLE_R.....	61
11.1.1.3	GA65: INV_SLE_QP.....	63
12.	VERIFICHE DELLE SEZIONI	66
12.1	SEZIONI PRINCIPALI DI VERIFICA.....	66
12.2	VERIFICHE AGLI SLU ED AGLI SLE	68
12.2.1	Fondazione – lato corto.....	69
12.2.2	Fondazione – lato lungo	73
12.2.3	Muri – lato lungo (direzione verticale).....	77
12.2.4	Muri – lato corto (direzione verticale)	84
12.2.5	Muri – lato lungo (direzione orizzontale).....	88
12.2.6	Muri – lato corto (direzione orizzontale).....	92
12.2.7	Setto centrale (direzione verticale).....	96
12.2.8	Setto centrale (direzione orizzontale).....	100
12.2.9	Rampe.....	104
12.2.10	Pianerottoli – lato lungo.....	107
12.2.11	Pianerottoli – lato corto	110
12.2.12	Pianerottolo al p.c. – lato lungo (dir. x).....	113
12.2.13	Pianerottolo al p.c. – lato corto (dir. y).....	116
12.2.14	Muri fabbricato (direzione verticale)	119
12.2.15	Muri fabbricato (direzione orizzontale).....	122
12.2.16	Copertura fabbricato – lato lungo.....	125
12.2.17	Copertura fabbricato – lato corto.....	128
13.	RESISTENZA AL FUOCO.....	131
14.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA.....	133
14.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO GEOTECNICO.....	133
14.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI.....	137

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
5 di 137

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riporta il calcolo delle strutture che ospitano le uscite di emergenza ed il sistema di movimentazione verticale pedonale per l'esodo a piano campagna alla Pk 141+021.64 della galleria naturale San Giorgio in Salici prevista nel progetto della linea A.V. – A.C. Torino – Venezia lungo la tratta Milano – Verona.

Nel seguito si riporta una descrizione generale dell'opera, delle fasi esecutive principali, nonché geometria e dimensionamento dei rivestimenti interni definitivi dell'uscita di emergenza.

2. ELABORATI DI RIFERIMENTO

Nel seguito si riporta l'elenco elaborati della WBS GA65, di cui la presente relazione costituisce parte integrante.

Codifica documento	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI (GA65)
INOR11EE2ROGA6500002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione generale
INOR11EE2CLGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di calcolo opere provvisionali e cunicolo di collegamento
INOR11EE2CLGA6500002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di calcolo opere provvisionali e cunicolo di collegamento - Allegati numerici
INOR11EE2CLGA6500003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di calcolo strutture interne
INOR11EE2CLGA6500004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di calcolo strutture interne - Allegati numerici
INOR11EE2PZGA6501001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Opere provvisionali di scavo - Planimetria, sezioni e sviluppate
INOR11EE2WBG6501001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Sezioni di scavo - Cunicolo di collegamento
INOR11EE2BZGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria centina - Cunicolo di collegamento
INOR11EE2BZGA6500002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria metallica - Telaio di contrasto
INOR11EE2BZGA6500003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria - Tav. 1/2
INOR11EE2BZGA6500004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria - Tav. 2/2
INOR11EE2BBGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Carpenteria - Prospetti
INOR11EE2BZGA6500005	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Armatura - Pali
INOR11EE2BBGA6500003	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Armature - Tav. 1/2
INOR11EE2BBGA6500004	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Armature - Tav. 2/2
INOR11EE2BBGA6500002	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Armatura - Cunicolo di collegamento
INOR11EE2ROGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Relazione di confronto PD/PE
INOR11EE24TGA6500001	GALLERIA NATURALE SAN GIORGIO IN SALICI USCITA DI SICUREZZA (GA65) - Pk 141+021.64 - Tabella materiali

3. NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE

3.1 Normative

- **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **D.P.R. n. 380/2001** e s.m.i. "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- **D. M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (NTC 2008)** "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- **UNI EN 1992-1-1 novembre 2005 (EC2)** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici"
- **UNI EN 1992-1-2 aprile 2005 (EC2)** "Progettazione strutturale contro l'incendio" "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio"

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
7 di 137

- **UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8)** “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- **Regolamento U.E. nr. 1303/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la «sicurezza nelle gallerie ferroviarie» del sistema ferroviario dell'Unione europea (*norma STI*)

3.2 Specifiche Tecniche

- **RFI DTC SI MA IFS 001 A** - Manuale di Progettazione delle Opere Civili (*MdP*)
- **RFI DTC SI SP IFS 001 A** - Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili
- **“Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008”** rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie

4. MATERIALI STRUTTURALI

4.1 Calcestruzzo

Classe di resistenza per struttura uscita di sicurezza		C30/37		
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ_c			1.5
Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	fck	$0.83 \times R_{ck} =$	30.71	N/mm ²
Resistenza media a compressione	fcm	$f_{ck} + 8 =$	38.71	N/mm ²
Modulo elastico	E _{cm}	$22\,000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} =$	33\,019	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	$\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	17.40	N/mm ²
Resistenza a trazione media	f _{ctm}	$0.30 \times f_{ck}^{2/3} =$	2.945	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica	f _{ctk}	$0.7 \times f_{ctm} =$	2.062	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f _{ctd}	$f_{ctk} / \gamma_c =$	1.375	N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara) (*)	σ_c	$0.55 \times f_{ck} =$	16.89	N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm.) (*)	σ_c	$0.40 \times f_{ck} =$	12.28	N/mm ²

4.2 Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo		B450C		
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}		450	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	f _{tk}		540	N/mm ²
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) (*)	$\sigma_c = 0.75 * f_{yk}$		337.50	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s		1.15	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f _{yd} = f _{yk} / γ_s		391.30	N/mm ²
Tipologia per reazione al fuoco	Laminato a caldo		Classe N	

(*) in accordo a "Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008" rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie

4.3 Prescrizioni di Durabilità

Classe di esposizione	Struttura interna	XC2	NTC Tabella 4.1.III
Copriferro minimo	Struttura interna c_{nom}	40 mm	Circolare n.617/2009 § C4.1.6.1.3

Si considera infatti che, ai sensi del documento RFI DTC SI MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II sezione 6 pag. 21 di 155, essendo il manufatto impermeabilizzato, la classe di esposizione è la XC2.

Ai sensi della Circolare n.617/2009 § C4.1.6.1.3 il valore del copriferro minimo è dunque il seguente:

- Barre da c.a.
- Elementi piastra
- Classe di esposizione *ordinaria*
- Classe di calcestruzzo C30/37, compreso tra classe minima (C25/30) e classe C₀ (C35/45)
- **Copriferro minimo:** **20 mm**
- Per tolleranze di posa: + 10 mm
- Per vita nominale pari a 100 anni (cfr. § 5.2 della presente relazione di calcolo): + 10 mm
- **Copriferro totale = 20 +10 +10** **= 40 mm**

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
10 di 137

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

5.1 Caratterizzazione sismica del sito

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del sito si rimanda al documento “**Galleria San Giorgio in Salici - Relazione Geotecnica**” (INOR11EE2RBGN0400001).

L’opera ricade nel Comune di S. Giorgio in Salici, limitrofo al Comune di **Sona** in provincia di **Brescia**.

Sulla base dell’andamento dei valori della velocità delle onde di taglio ricavati dai risultati delle prove “cross – hole” effettuate nei primi 30 m dal p.c., si ottiene un valore $V_{s,30} = 466$ m/s, corrispondente alla categoria di sottosuolo B.

5.2 Caratterizzazione dell’azione sismica

Sulla base delle indicazioni delle NTC2008 si assumono i seguenti valori per determinare l’azione sismica di riferimento:

NTC 2008

vita nominale	V_N	100	anni	Tab. 2.4.I
---------------	-------	-----	------	------------

Classe d’uso		<i>III</i>	classe	§ 2.4.2
--------------	--	------------	--------	---------

coefficiente d’uso	C_U	1.5		Tab. 2.4.II
--------------------	-------	-----	--	-------------

periodo di riferimento	$V_R = V_N \times C_U$	150	anni	(2.4.1)
------------------------	------------------------	-----	------	---------

categoria di sottosuolo	B			Tab. 3.2.II
-------------------------	---	--	--	-------------

categoria topografica	T_1			Tab. 3.2.VI
-----------------------	-------	--	--	-------------

Sulla base del documento “Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008” rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie, si considerano i seguenti Stati Limite:

verifiche sismiche SLU	SLV	Stato limite di salvaguardia della vita
------------------------	-----	---

verifiche sismiche SLE	SLD	Stato limite di danno
------------------------	-----	-----------------------

stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV

probabilità di superamento associata	P_{VR}	10	%	Tab. 3.2.I
--------------------------------------	----------	----	---	------------

periodo di ritorno	$T_R = - V_R / \ln(1 - P_{VR})$	1424	anni	
--------------------	---------------------------------	------	------	--

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
11 di 137**stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV**

accelerazione orizzontale	a_g	0.237	g	
Fattore massimo di amplificazione spettrale in accelerazione orizzontale	F_0	2.432		
Periodo inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_c^*	0.283	s	§ 3.2

stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLD

probabilità di superamento associata	P_{VR}	63	%	Tab. 3.2.I
periodo di ritorno	$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$	151	anni	
accelerazione orizzontale	a_g	0.099	g	
Fattore massimo di amplificazione spettrale in accelerazione orizzontale	F_0	2.415		
Periodo inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_c^*	0.265	s	§ 3.2

5.3 Calcolo dell'accelerazione massima orizzontale**stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV**

Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.169		Tab. 3.2.V
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.0		Tab. 3.2.VI
Coefficiente S	$S = S_S S_T$	1.169		(3.2.5)
Accelerazione massima orizzontale SLV	$a_{max} = S a_g$	0.277	g	(7.11.5)

stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLD

Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.20		Tab. 3.2.V
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.0		Tab. 3.2.VI
Coefficiente S	$S = S_S S_T$	1.20		(3.2.5)
Accelerazione massima orizzontale SLD	$a_{max} = S a_g$	0.119	g	(7.11.5)

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E LIVELLI DI FALDA

6.1 Materiale naturale

Per quanto riguarda l'inquadramento generale dei terreni interessati dall'opera in oggetto, il quadro delle indagini geotecniche eseguite e la stratigrafia di progetto, si rimanda al documento "Galleria San Giorgio in Salici - Relazione Geotecnica" (INOR11EE2RBGN0400001).

6.1.1 Parametri geotecnici

Si riporta nella seguente tabella la stratigrafia assunta per il dimensionamento della struttura interna dell'uscita di emergenza GA65:

STRATIGRAFIA	Da m	A m	γ_d kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	c'_k kPa	ϕ'_k °	K_0 (-)	E_{VC} MPa	E_{UR} MPa	ν (-)
Sabbia limosa 1 (sabbia/ghiaia)	p.c.	3	18.5	20.5	10	34	0.441	20	40	0.30
Sabbia limosa 2 (sabbia/ghiaia)	3	5	18.5	20.5	10	34	0.441	40	80	0.30
Limo 1 (sabbia/ghiaia)	5	15	19.6	21.4	15	35	0.426	70	140	0.30
Limo 2 (sabbia/ghiaia)	> 15		19.6	21.4	15	33	0.455	120	240	0.30

Il coefficiente di spinta a riposo viene valutato secondo la seguente formula:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi'_k)$$

6.2 Modulo di sottofondo

Sulla base del documento "Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008" rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie, si considera la seguente metodologia per il calcolo dei valori del Modulo di sottofondo:

- per tratti curvilinei dell'arco di calotta $k = \frac{E'}{R_{eq}(1+\nu)} i$
- per tratti rettilinei dell'arco di calotta $k = \frac{E'}{B(1-\nu^2)} i$
- per l'arco rovescio $k = \frac{E'}{B(1-\nu^2)c_t} i$

con:

R_{eq} = raggio di curvatura del tratto di carpenteria curvilinea considerata

B = lunghezza del tratto rettilineo di carpenteria. Per l'arco rovescio è pari alla dimensione trasversale totale, trascurandone la curvatura

i = interasse tra le bielle

ν = coefficiente di Poisson

E' = modulo elastico del mezzo di contorno

c_t = coefficiente di forma della fondazione; relazioni cfr. Bowles (1960), con L = lato maggiore della fondazione

Fondazione rettangolare con $L/B \leq 10$

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln\left(\frac{L}{B}\right)$$

Fondazione rettangolare con $L/B > 10$

$$c_t = 2 + 0.0089 \frac{L}{B}$$

Per il modulo di sottofondo in corrispondenza dei muri interrati della struttura, si adotta un valore medio per tener conto della differenziazione stratigrafica esistente.

La platea di fondazione della struttura interna definitiva si trova a circa 18 m dal piano compagna; si considerano i parametri dello strato alla profondità maggiore di 15 m costituito da Limo 2, con valore di modulo elastico $E_{UR}=240000$ kPa.

Muri interrati - uscita di sicurezza					
Zona	B (m)	E kN/m ²	L/B ct	Ks kN/m ³	Ks adottato kN/m ³
Sabbia limosa 1	8	20000		2747	8500
Sabbia limosa 2	8	40000		5495	
Limo 1	8	70000		9615	
Limo 2	8	120000		16484	

Fondazione - uscita di sicurezza					
Zona	B (m)	E kN/m ²	L/B ct	Ks kN/m ³	Ks adottato kN/m ³
Limo 2	8	240000	1.475 1.061	31085	31000

6.3 Livelli di ritombamento

La struttura in esame non presenta ritombamento.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
14 di 137

6.4 Livelli di falda

La **Relazione geotecnica** riporta, in corrispondenza della Pk 141+021.64, un livello di falda massimo a 3.0 m dal piano campagna.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

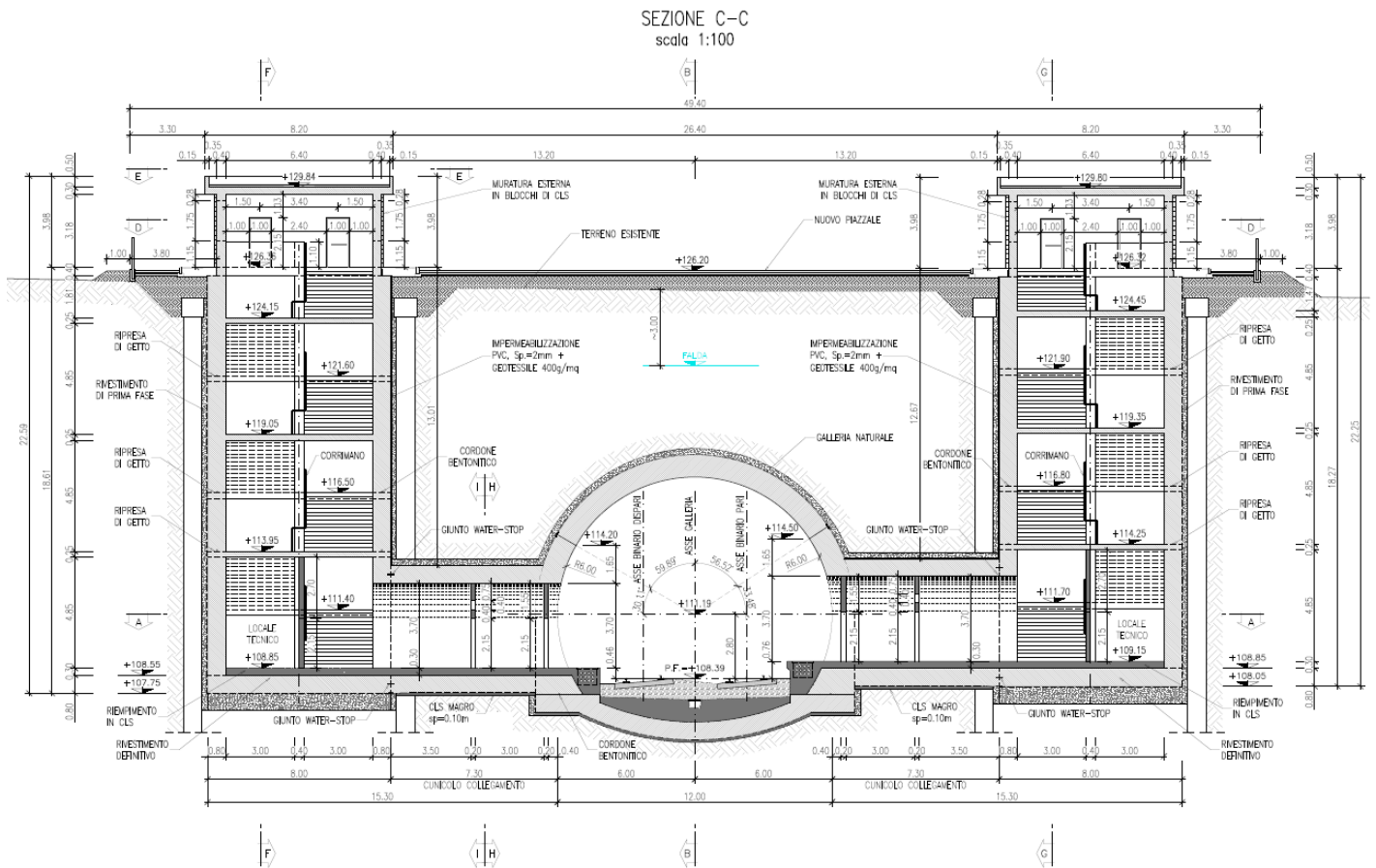
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
15 di 137

7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Si indicano le dimensioni principali della sezione oggetto di studio, il livello definitivo del terreno e la quota della falda.



Doc. N.

Progetto
INOR

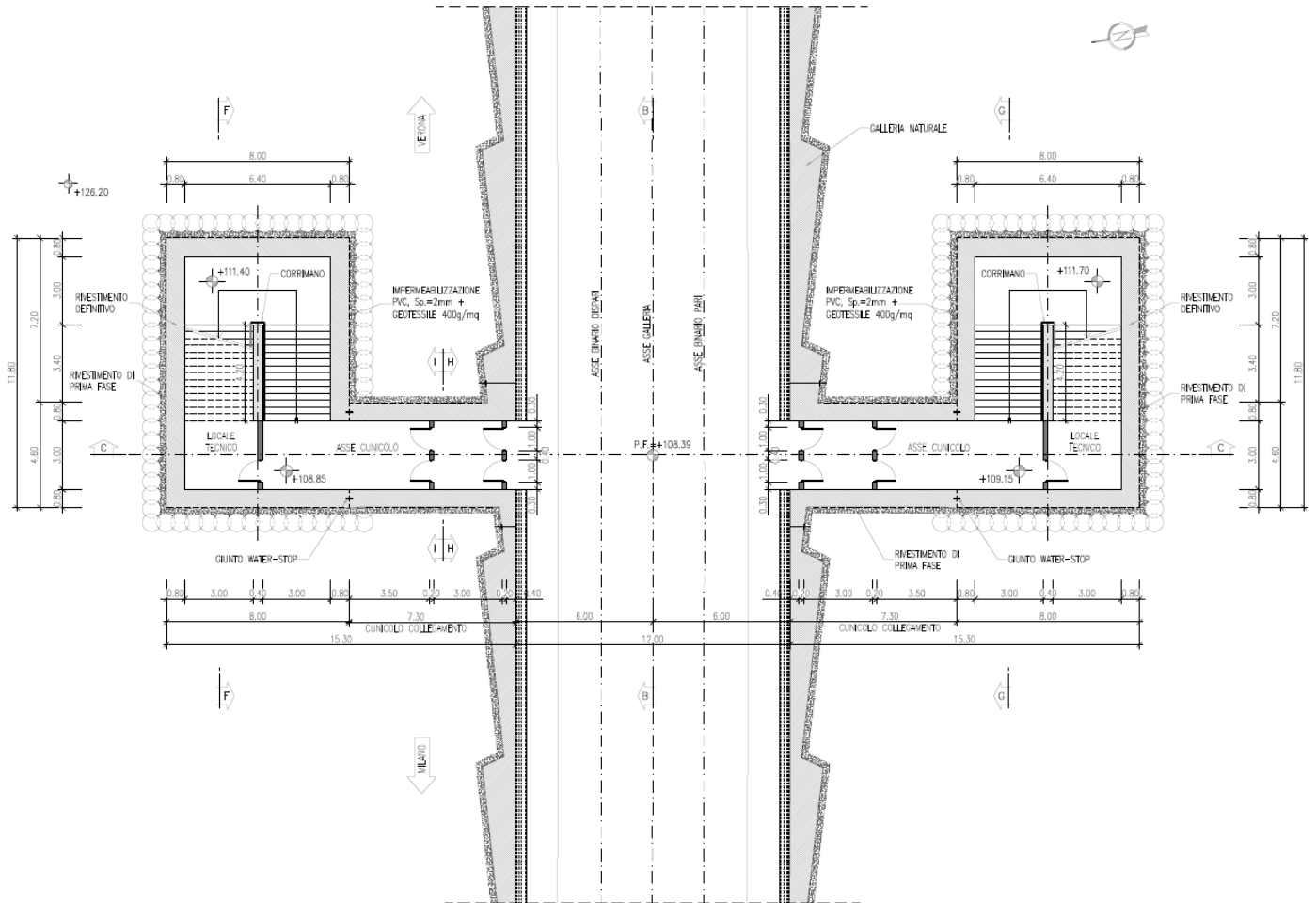
Lotto
11

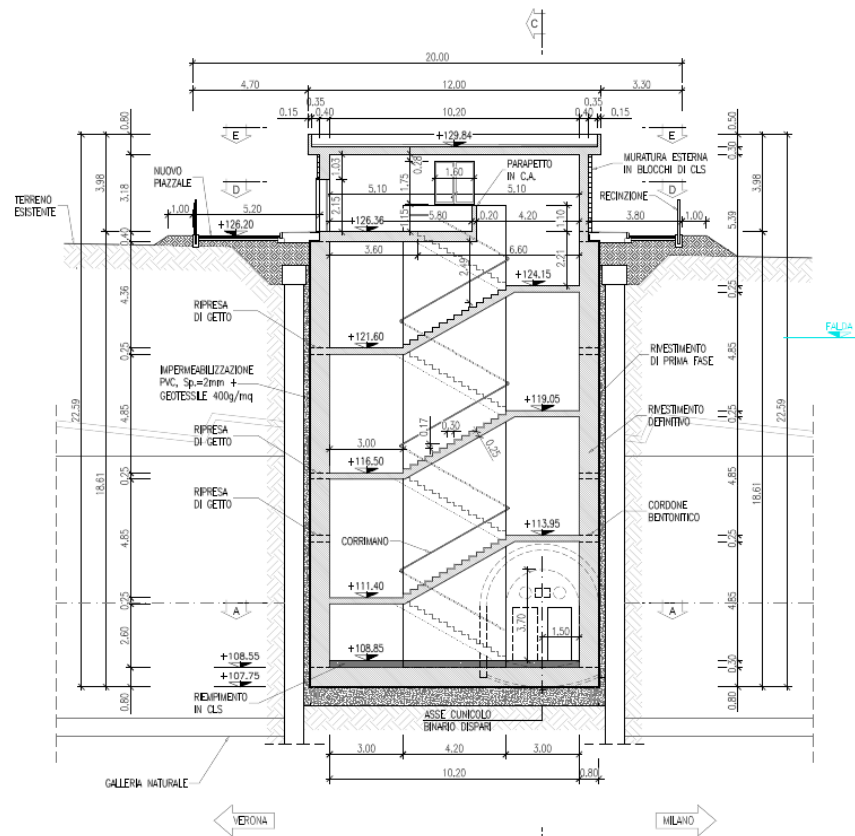
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
16 di 137

PIANTA A-A
scala 1:100



SEZIONE F-F
scala 1:100

L'interno del pozzo viene rivestito con una struttura definitiva in cemento armato con spessore dei muri interrati e della platea di fondazione pari a 80 cm, del setto centrale di 40 cm e delle solette interpiano di 25 cm. La soletta a quota piano campagna ha spessore pari a 40 cm. La struttura scatolare interrata definitiva ha altezza totale rispettivamente pari a 18.61 m (uscita lato binario dispari) e 18.27 m (uscita lato binario pari). L'ingombro totale in pianta è pari a 8.0x11.80m.

L'uscita di sicurezza è una struttura di per sé indipendente dal cunicolo di collegamento alla galleria; la continuità strutturale è difatti impedita attraverso la realizzazione di un apposito giunto di costruzione tra i rivestimenti definitivi delle due strutture.

Il vano scale è composto da 6 pianerottoli intermedi e rampe di larghezza utile pari a 3.0 m. Le rampe scala hanno spessore di 25 cm.

In superficie viene realizzato un fabbricato a pianta rettangolare in cemento armato a protezione dell'uscita di sicurezza, con muri di spessore pari a 40 cm e tetto di copertura ad una falda di spessore pari a 30 cm. Il piano campagna coincide con l'estradosso della soletta di testa da 40 cm.

8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi strutturale è stata svolta con il programma di calcolo AXIS VM della InterCAD. AXIS VM è un software agli elementi finiti per l'analisi strutturale che permette di eseguire analisi lineari e non lineari di strutture bidimensionali e tridimensionali.

Il software prevede 6 fasi per il calcolo delle strutture, definizione della geometria, definizione delle caratteristiche degli elementi strutturali, applicazione dei carichi, generazione della mesh, esecuzione dell'analisi ed infine la rappresentazione dei risultati

Viene analizzata la discenderia di profondità maggiore (lato binario dispari). L'analisi strutturale è analogamente applicabile all'uscita sud.

La struttura viene simulata secondo un modello ad elementi finiti tridimensionale costituito da elementi guscio, definiti sulla linea d'asse della carpenteria di rivestimento, di spessore pari allo spessore corrente nella sezione.

La discretizzazione utilizzata comporta elementi di lunghezza approssimativamente 0.5 m in accordo alle linee guida Italferr "Criteri di dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008".

Per la modellazione del terreno si utilizzano molle non lineari reagenti a sola compressione, applicate agli elementi guscio, lungo tutto il perimetro dei muri interrati ed in fondazione, di modulo di rigidità pari a quanto indicato al § 6.2 della presente relazione di calcolo.

Il sistema di riferimento globale del modello viene assunto con origine degli assi in corrispondenza di uno spigolo della fondazione al livello mediano della stessa. L'asse Z è positivo verso l'alto e l'asse X positivo verso destra e parallelo alla dimensione minore della discenderia.

Il sistema di riferimento locale degli elementi guscio ha asse-z sempre rivolto:

- Per i muri interrati, verso l'interno della struttura;
- Per la fondazione, verso l'interno della struttura;
- Per solette, pianerottoli e rampe scale, verso l'alto;
- Per il setto centrale ed i muri in elevazione non vi è necessità di orientamento preferenziale.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

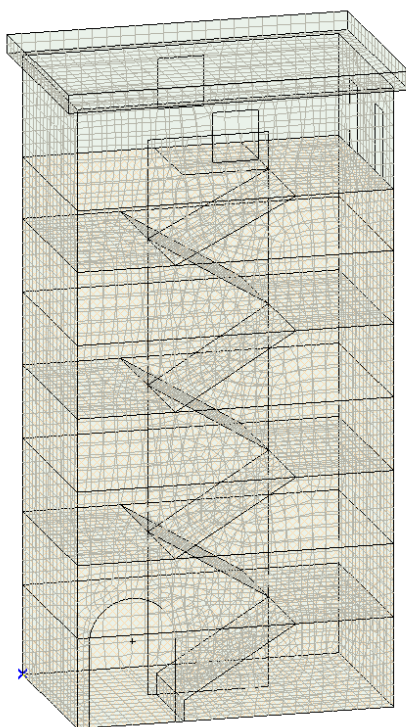
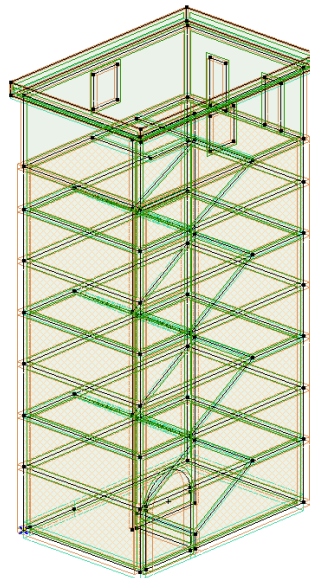
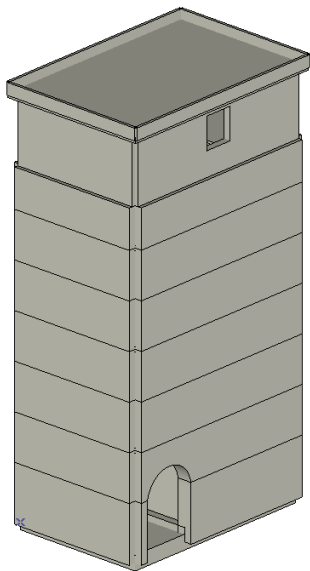
Progetto
INOR

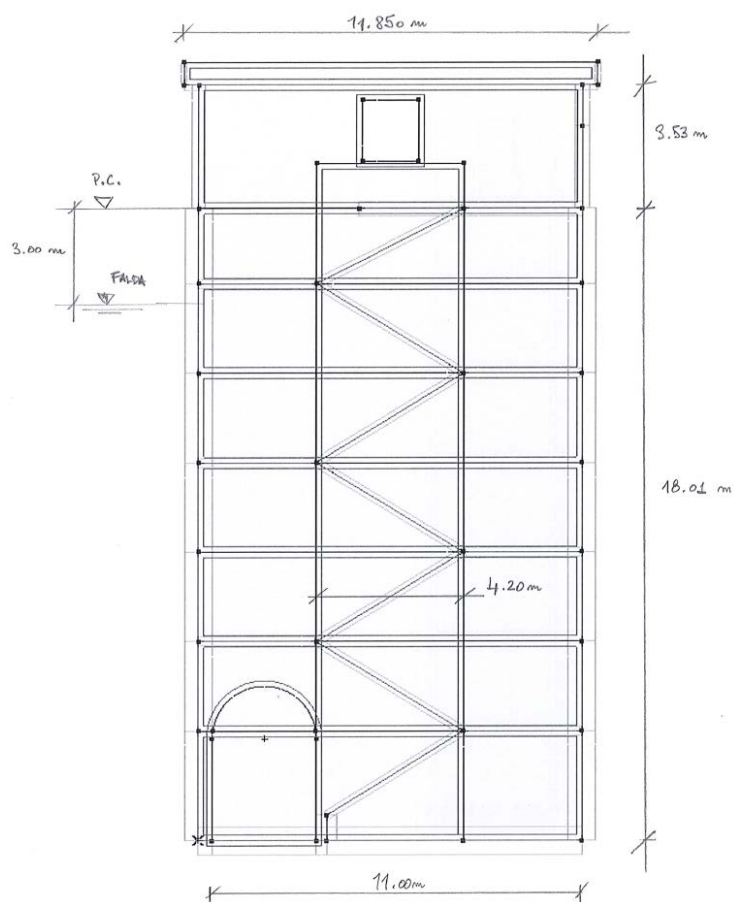
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
19 di 137

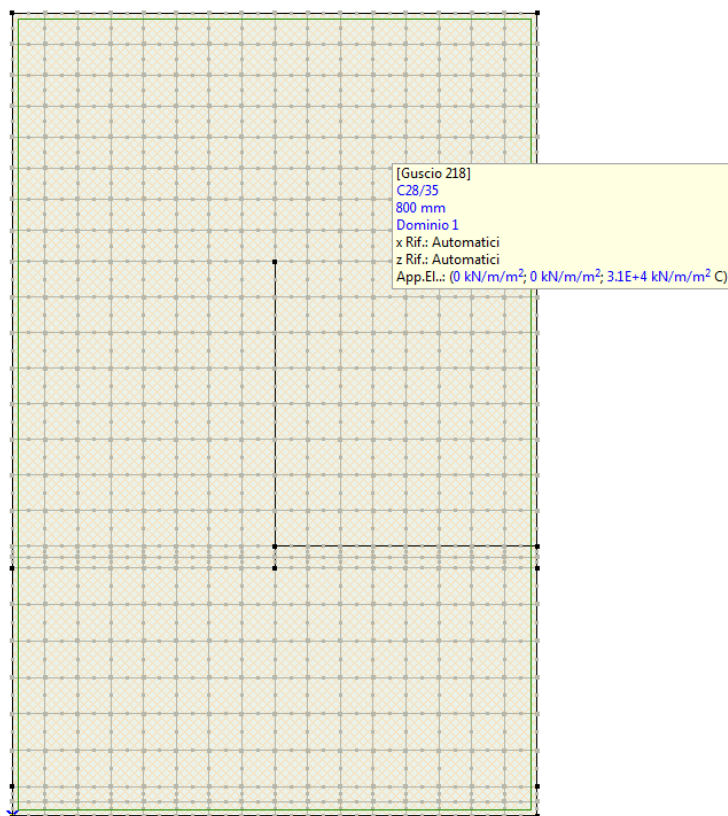




Gli spessori strutturali degli elementi guscio sono i seguenti:

ELEMENTO	SPESSORE [mm]
FONDAZIONE	800
MURI INTERRATI	800
SETTO CENTRALE	400
MURI IN ELEVAZIONE	400
CORDOLO COPERTURA	150
PIANEROTTOLI	250
SOLAIO PIANO CAMPAGNA	400
SOLETTA DI COPERTURA	300
RAMPE INCLINATE	250

Le molle non lineari, reagenti solo a compressione, sono applicate normalmente alla superficie degli elementi guscio (fondazione e muri interrati). A titolo indicativo, si mostra il valore applicato ad un elemento.



Le rampe scale vengono “svincolate” in corrispondenza dei muri perimetrali e del setto centrale mediante l’ utilizzo di un elemento cerniera. Tale elemento permette il solo trasferimento dello sforzo assiale lungo tali bordi, in funzione della rigidezza assiale della rampa pari a $EA/L = 5.4 \times 10^6$ kN/m.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

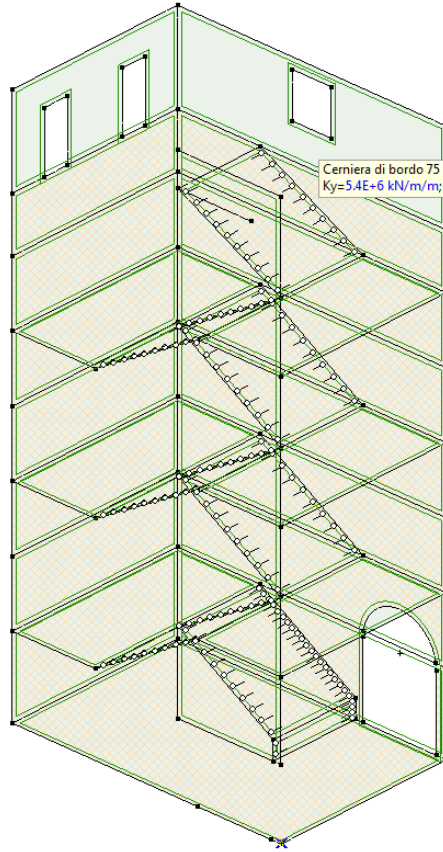
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
22 di 137



9. ANALISI DEI CARICHI

Il nome dei casi di carico come denominati nella modellazione, vengono indicati di volta in volta. I valori dei carichi indicati corrispondono ai valori caratteristici.

9.1 Peso proprio strutturale

Caso di carico: *G1_SW*

Il peso proprio strutturale viene calcolato automaticamente dal programma secondo il seguente valore del peso specifico del materiale:

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

9.2 Azione indiretta – Ritiro e viscosità

Caso di carico: *G1_ritiro*

Il carico viene applicato alla sola copertura che, gettata in una seconda fase rispetto alla parte inferiore dell'edificio, avendo deformazione impedita dai muri, è soggetta a coazioni di trazione dovute al ritiro.

Il fenomeno viene modellato attraverso l'applicazione di un carico termico negativo uniforme che fornisce il medesimo stato di coazione dovuto al fenomeno di ritiro. Si applica quindi un carico termico equivalente pari a:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_T}$$

con : $\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ = deformazione da ritiro finale, ovvero autogeno e di essiccamento (a lungo termine)

$$\alpha_T = \text{coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo} = 1.0 * 10^{-5}$$

Secondo quanto indicato nel §4.1.1.1 delle NTC 2008, per la determinazione degli effetti del ritiro e delle azioni termiche si considerano rigidità ridotte per tener conto in modo approssimato della fessurazione. In particolare, per gli SLU si assume che la rigidità della sezione fessurata sia il 50% di quella interamente reagente; per gli SLE, una rigidità pari al 75% di quella piena.

Conviene ridurre la rigidità in modo equivalente applicando il coefficiente riduttivo sopra indicato al delta termico invece che al modulo elastico, in quanto il comportamento è lineare. Ciò nel seguito viene implementato tramite i coefficienti di combinazione.

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria assumendo:

	Sezione	
B	1000	mm
H	300	mm
$h_0 = 2 \times A/u = 2 \times H = 2 (1000 \times 300) / (2 \times 1000)$	300	mm

dove h_0 rappresenta la dimensione fittizia ai fini della valutazione.

Deformazione da ritiro:

calcestruzzo: C30/37

umidità relativa: U.R. = 50%, a favore di sicurezza

$$k_h = 0.75$$

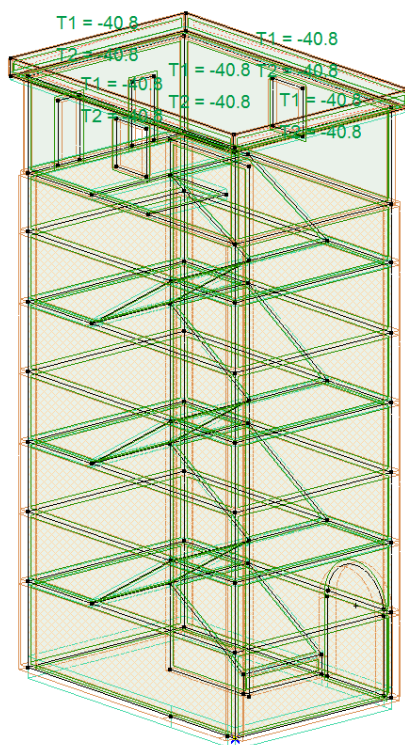
$$\varepsilon_{cd}(t = \infty) = k_h * \varepsilon_{ca,0} = 0.75 \times 0.478 \text{ ‰} = 0.358 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{ca}(t = \infty) = 2.5 (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 2.5 \times (0.83 \times 37 - 10) \times 10^{-6} = 0.05 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 0.408 \text{ ‰}$$

Il ritiro viene considerato nel calcolo delle sollecitazioni come un'azione termica applicata alla soletta superiore di intensità pari a:

$$\Delta T = - \varepsilon_{cs} / \alpha_T = - 0.408 \text{ ‰} / [10 \times 10^{-6}] = - 40.8 \text{ °C}$$



9.3 Azioni Permanenti

9.3.1 Pesi portati

Caso di carico: G2_pesi portati

Si considerano i seguenti carichi permanenti ai vari piani:

- copertura: a favore di sicurezza si considera lo spessore massimo del massetto (circa 10 cm) spalmato sull'intera copertura a falda unica:

descrizione	calcolo	Valore unitario [kN/m ²]
Massetto sp. 10cm	0.10 x 24	2.40

- piano terra:

descrizione	calcolo	Valore unitario [kN/m ²]
Riempimento in calcestruzzo al di sopra della platea di fondazione	0.3 x 25	7.50

- soletta al piano campagna:

descrizione	calcolo	Valore unitario [kN/m]
Peso lineare del cordolo di protezione in cls	0.20 x 1.10 x 25	5.50

- rampe scale:

descrizione	calcolo	Valore per b = 0.30 m [kN/m]	Valore unitario [kN/m ²]
Peso dei gradini	$(0.17 \times 0.30 / 2) \times 25$	0.64	$0.64 / 0.30 = \mathbf{2.13}$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

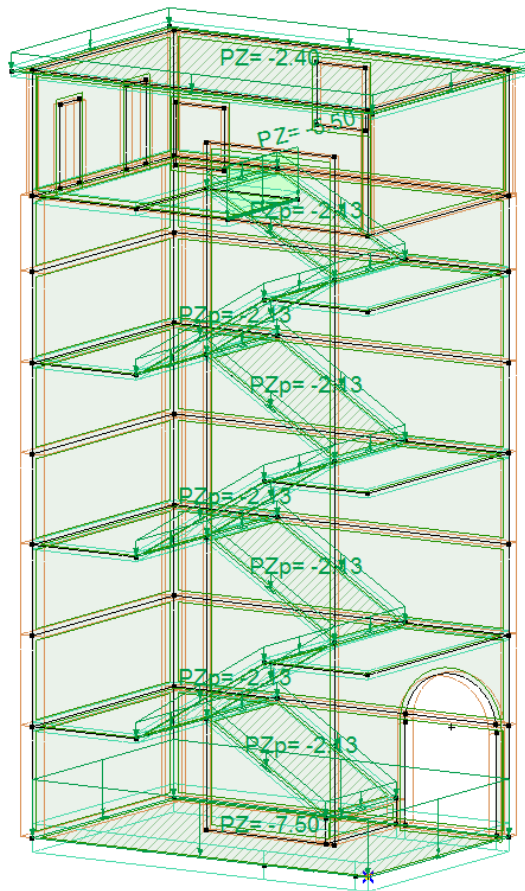
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
26 di 137



9.4 Azioni dovute al terreno: spinte statiche

9.4.1 Condizione di falda minima

Ai fini del calcolo il caso con livello di falda minima è meno gravoso del caso con livello di falda massima e non viene quindi implementato.

9.4.2 Condizione di falda massima

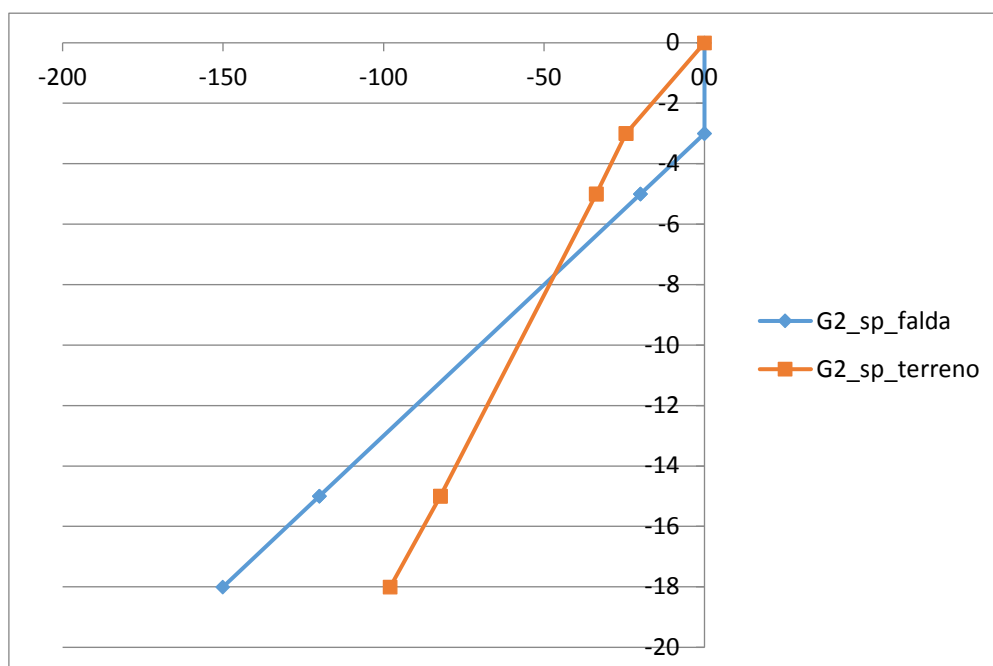
Casi di carico: $G2_sp_falda$ = spinta idrostatica con livello massimo di falda

$G2_sp_terreno$ = spinta del solo terreno

$G2_sp_uplift$ = sotto-spinta al di sotto della fondazione

Terreno	d.p.c. (m)	γ_{dry} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Φ'	K_0	γ_w (kN/m ³)	$G2_sp_falda$ (kN/m ²)	γ' (kN/m ³)	$G2_sp_terreno$ (kN/m ²)
Sabbia limosa 1	0	18.5	20.5	34	0.441	0.0	0.0	20.5	0
	-3	18.5	20.5	34	0.441	0.0	0.0	20.5	-24.5
Sabbia limosa 2	-3	18.5	20.5	34	0.441	10.0	0.0	10.5	-24.5
	-5	18.5	20.5	34	0.441	10.0	-20.0	10.5	-33.7
Limo 1	-5	19.6	21.4	35	0.426	10.0	-20.0	11.4	-33.7
	-15	19.6	21.4	35	0.426	10.0	-120.0	11.4	-82.3
Limo 2	-15	19.6	21.4	33	0.455	10.0	-120.0	11.4	-82.3
	-18.01	19.6	21.4	33	0.455	10.0	-150.1	11.4	-98.0

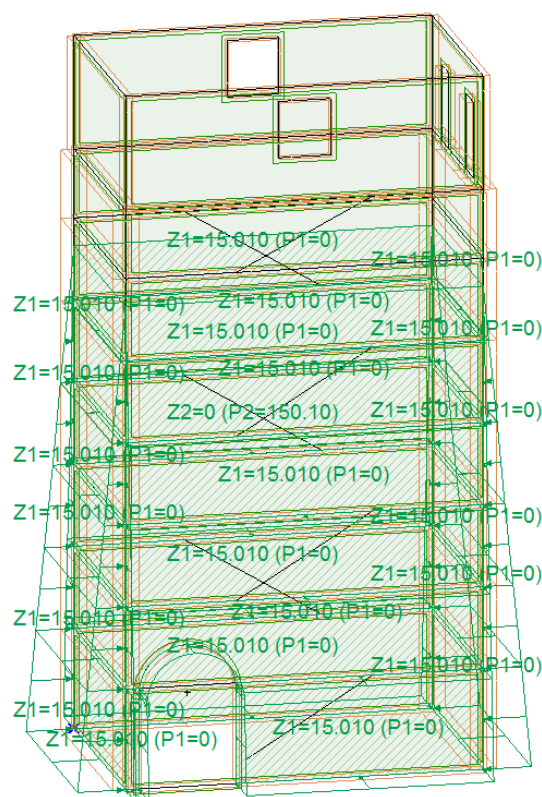
falda



La spinta idrostatica e del terreno vengono applicate perpendicolarmente agli elementi bidimensionali verticali costituenti le pareti interrato della discenderia, come rappresentato nelle figure seguenti.

Nella modellazione il piano campagna viene fatto coincidere con il livello dell'asse baricentrico del pianerottolo del fabbricato.

G2_sp_falda:



Doc. N.

Progetto
INOR

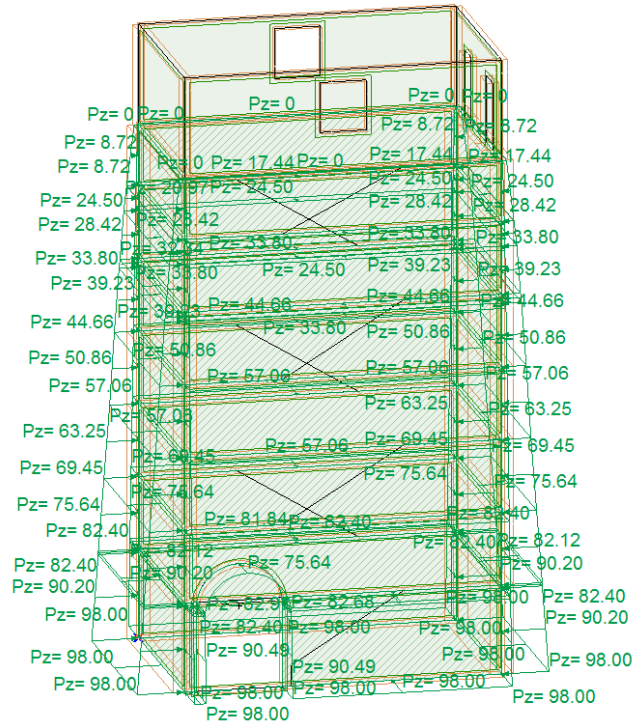
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

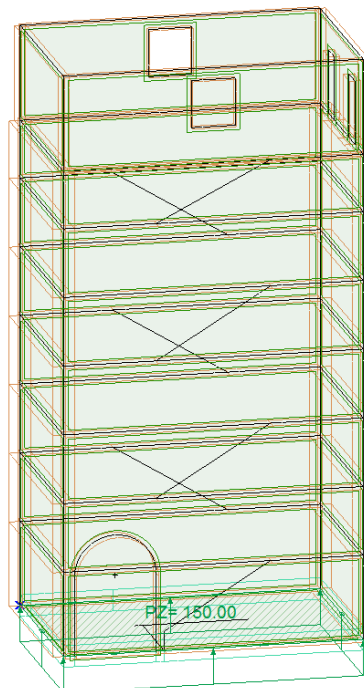
Foglio
29 di 137

G2_sp_terreno:



La sotto-spinta risulta pari a: $U = \gamma_w (z_f - z_{fond}) = 10 \times (3 - 18) = -150 \text{ kN/m}^2$

La pressione uniforme viene applicata sull'elemento fondazione secondo la direzione globale Z come riportato in figura:



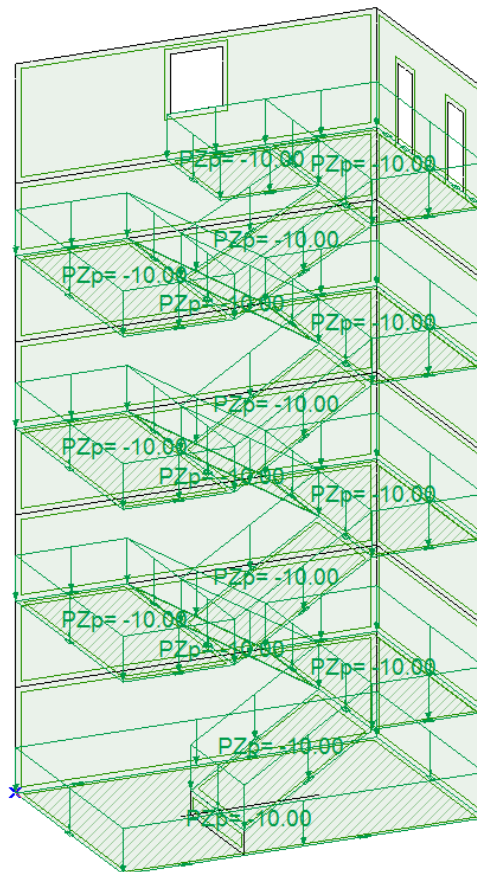
9.5 Azioni variabili

9.5.1 Sovraccarico folla

Caso di carico: Q1_folla

Si fa riferimento alle NTC 2008 § 5.2.2.3.2. A favore di sicurezza, il sovraccarico sulle rampe ed ai piani viene assunto pari al carico sul marciapiede ferroviario della galleria, pari a 10 kN/m^2 .

Il carico viene applicato secondo la componente $-Z$ globale degli elementi bidimensionali fondazione, pianerottoli, soletta al piano campagna e rampe scale.



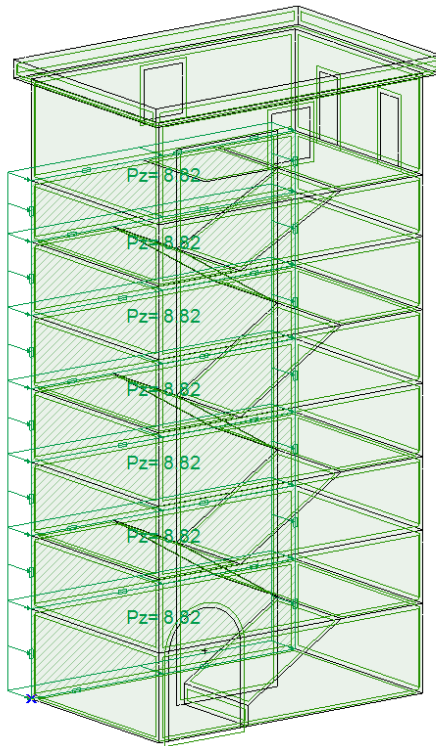
9.5.2 Sovraccarico di cantiere a piano campagna

In accordo a “Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008” rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie, si considera la presenza di un carico distribuito di intensità $q_k=20$ kPa al livello del piano campagna.

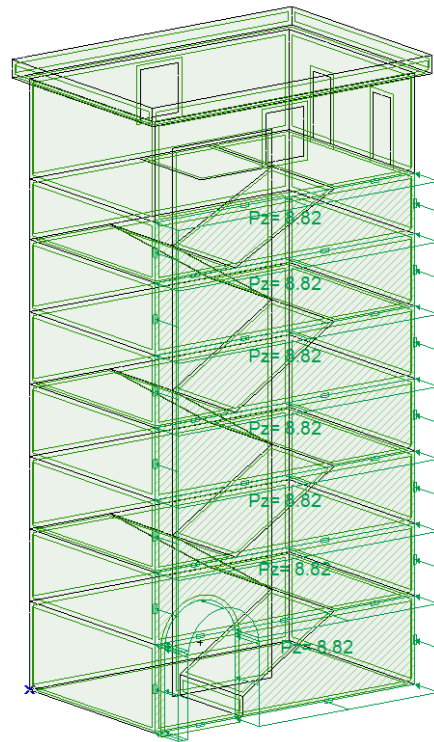
K_0 0.441 - coeff.spinta a riposo
 q_k 20.00 kN/m² sovraccarico di cantiere
 $q_{k,h}$ 8.82 kN/m² spinta orizzontale sul muro interrato

La pressione orizzontale viene applicata perpendicolarmente agli elementi bidimensionali costituenti i muri interrati.

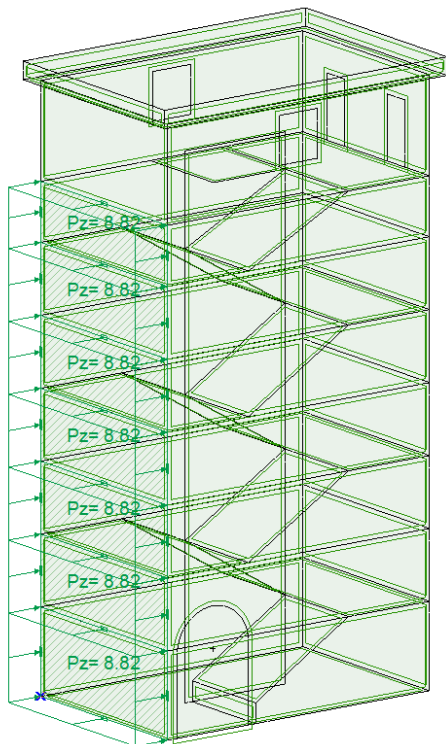
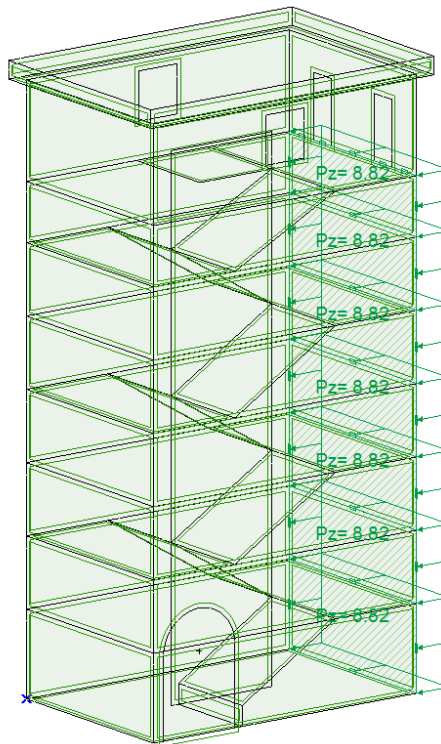
Si considerano i seguenti quattro casi di carico rispetto alla struttura definitiva:



Caso di carico: Q4_sovr_X+



Caso di carico: Q4_sovr_X-

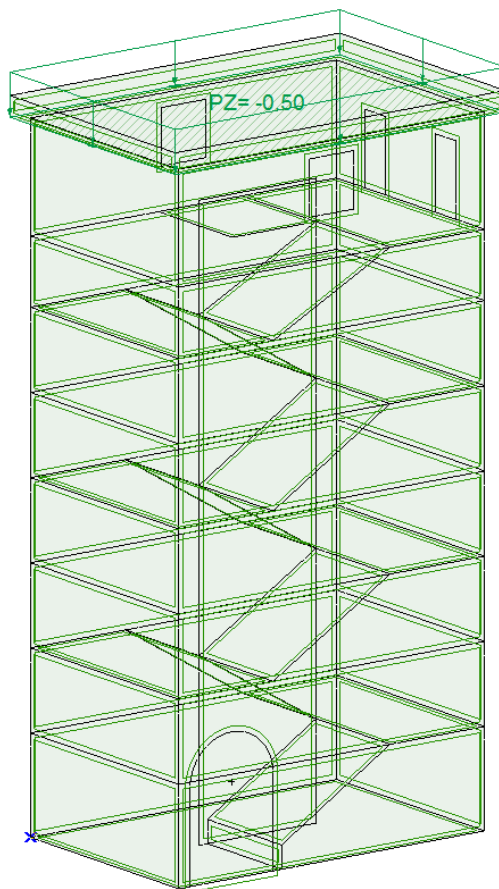
Caso di carico: $Q4_{sovr_Y+}$ Caso di carico: $Q4_{sovr_Y-}$

9.5.3 Carichi in copertura

9.5.3.1 Sovraccarico copertura

Caso di carico: $Q3_{copertura}$

Si fa riferimento alle NTC 2008 – Tabella 3.1.II – Cat. H1 = copertura accessibile per sola manutenzione = si assume $q = 0.50 \text{ kN/m}^2$.



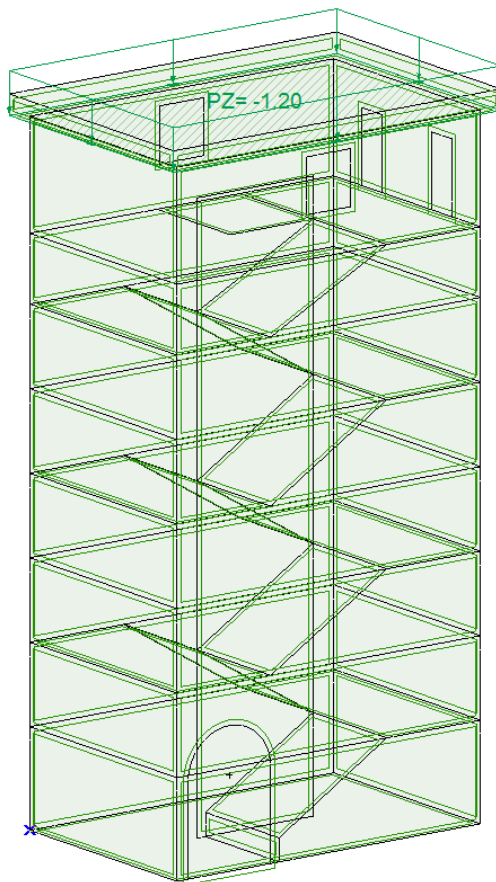
9.5.3.1 Carico neve

Caso di carico: Q₂ neve

Si fa riferimento alle NTC 2008 – § 3.4 “Azione della neve”.

Si assume a favore di sicurezza il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo corrispondente alla Zona I – Alpina, secondo classificazione NTC 2008.

μ_i	0.8	-	coeff.forma copertura - Tabella 3.4.II
Ce	1.00	-	esposizione al vento normale
Ct	1.00	-	coefficiente termico
as	126	m	quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione
q _{sk}	1.50	kN/m ²	valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno T=50 anni
q _k	1.20	kN/m ²	val.caratteristico carico neve



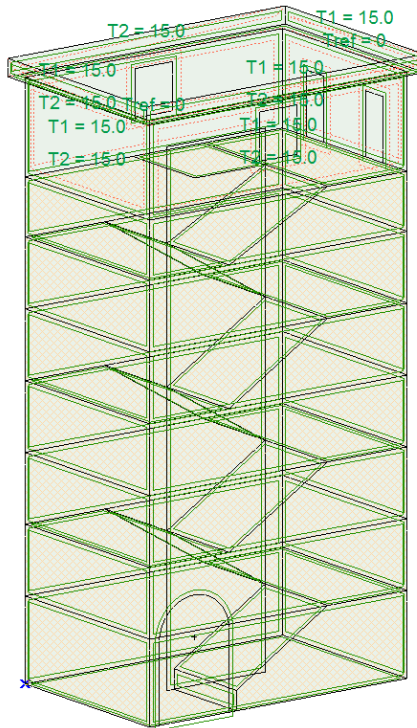
9.5.4 Azione termica

Casi di carico: $Q5_{temp+}$

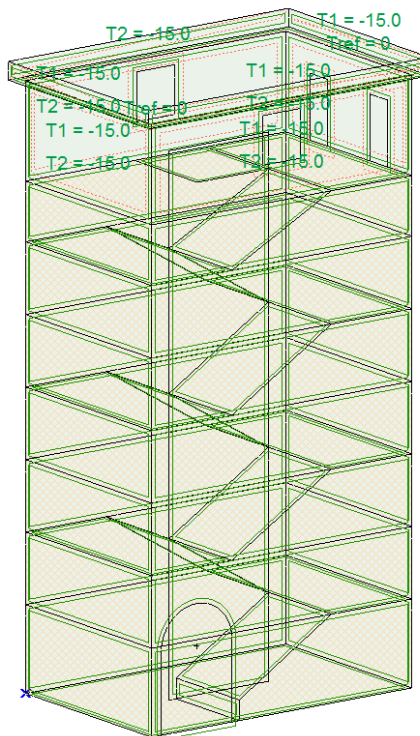
$Q5_{temp-}$

Si fa riferimento alle NTC 2008 – § 3.5.5 “Azioni termiche sugli edifici”. Si tiene conto della sola componente uniforme dell’azione termica, ricavata dalla Tab. 3.5.II.

Per quanto riguarda la variazione stagionale, si considera un carico termico uniforme $T = \pm 15^{\circ}\text{C}$. Il carico viene applicato al fabbricato in elevazione.



Caso di carico: Q5_temp+



Caso di carico: Q5_temp-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
36 di 137

9.5.5 Azione del vento

L'azione dovuta al vento è applicabile alla struttura in oggetto per la sola parte non interrata (fabbricato in elevazione).

L'altezza massima della parte fuori terra è pari a circa 4.0 m.

Si fa riferimento alle NTC 2008 – § 3.3 “Azioni del vento”. La costruzione sorge in Zona 1 secondo Tab.3.3.I. Alla velocità di riferimento si applica il fattore di correzione per tempo di ritorno $T=100$ anni, secondo Eurocodice EN 1991-1-4:2005, pari a:

K 0.2
n 0.5
T 100
p 0.01

$$C_{\text{prob}} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n$$

C_{prob} **1.038**

Il coefficiente di esposizione C_e viene valutato secondo le NTC 2008 - § 3.3.7, per una classe di rugosità del terreno di tipo D (Tab. 3.3.III) ed una categoria di esposizione del sito II (Tab. 3.3.II).

as 126 m altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione
a0 1000 m Tabella 3.3.I - Zona 1
vb0 25 m/s Tabella 3.3.I - Zona 1
vb 25.96 m/s velocità di riferimento corretta per tempo di ritorno $T=100$ anni
 ρ 1.25 kg/m³ densità dell'aria
qb 421.26 N/m² pressione cinetica di riferimento
 C_e 1.801 - coefficiente di esposizione
 C_d 1.00 - coefficiente dinamico
 p 0.76 kN/m² pressione del vento caratteristica

Per la determinazione dei coefficienti di forma (o coefficienti aerodinamici) C_p , si fa riferimento alle indicazioni da Eurocodice EN 1991-1-4:2005 - § 7.2. I coefficienti di forma sono funzione della geometria del fabbricato, della superficie esposta all'azione del vento e alla direzione di provenienza dell'azione. Porte e finestre del fabbricato vengono considerate chiuse in condizioni di esercizio.

Per quanto riguarda le pressioni dovute al vento sui muri in elevazione del fabbricato, si distinguono quattro casi di carico distinti: due casi di carico con vento agente perpendicolarmente al lato lungo del fabbricato e due casi di carico con vento agente perpendicolarmente al lato corto del fabbricato.

La superficie verticale del fabbricato viene suddivisa in zone secondo la Figura 7.5 e Tabella 7.1 dell' Eurocodice EN 1991-1-4:2005; per ciascuna zona la pressione caratteristica del vento risulta pari a:

1.vento perpendicolare al lato lungo del fabbricato

$C_{pe,10}$:

Zona A

-1.20

$w_{e} = -0.91 \text{ kN/m}^2$

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL GA 650 0 003	Rev. A	Foglio 37 di 137
---------	------------------	-------------	--	-----------	---------------------

Zona B	-0.80	$w_e = -0.61 \text{ kN/m}^2$
Zona D	0.75	$w_e = 0.57 \text{ kN/m}^2$
Zona E	-0.40	$w_e = -0.30 \text{ kN/m}^2$

2.vento perpendicolare al lato corto del fabbricato

$C_{pe,10}$:

Zona A	-1.20	$w_e = -0.91 \text{ kN/m}^2$
Zona B	-0.80	$w_e = -0.61 \text{ kN/m}^2$
Zona C	-0.50	$w_e = -0.38 \text{ kN/m}^2$
Zona D	0.75	$w_e = 0.57 \text{ kN/m}^2$
Zona E	-0.40	$w_e = -0.30 \text{ kN/m}^2$

EN 1991-1-4:2005 (E)

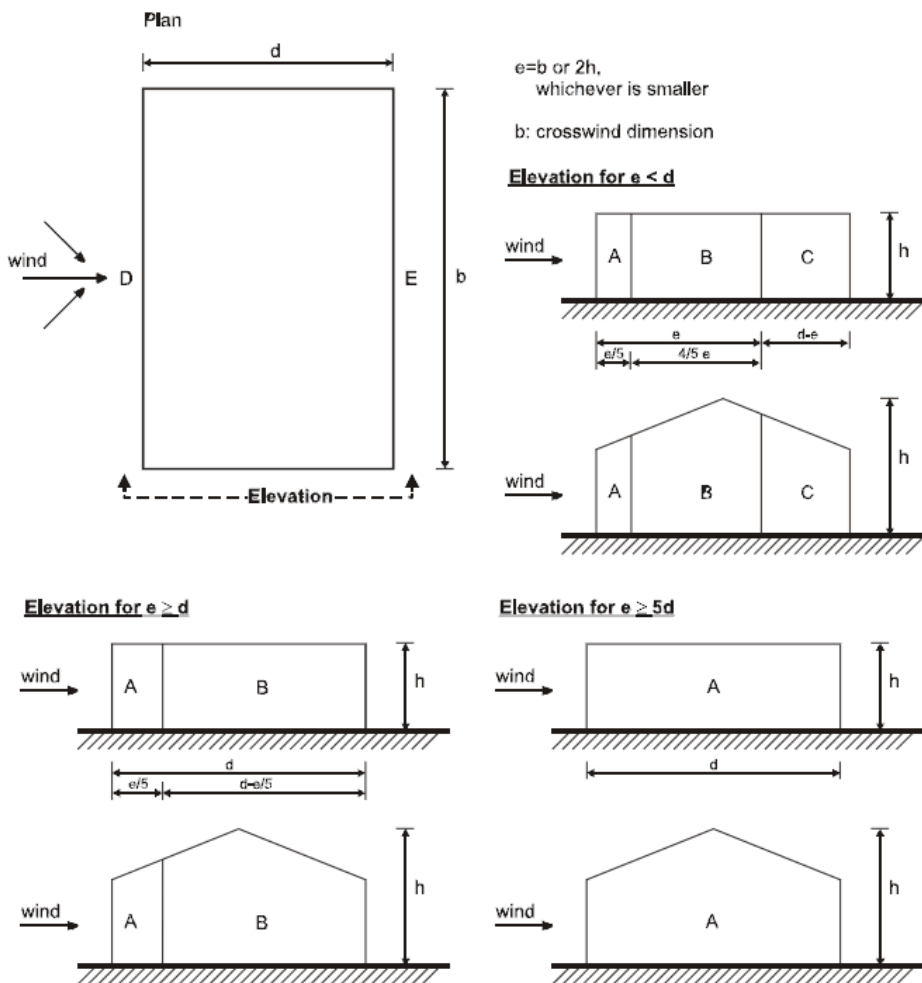
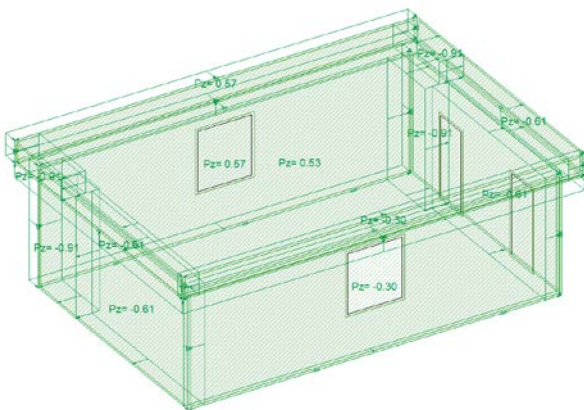


Figure 7.5 — Key for vertical walls

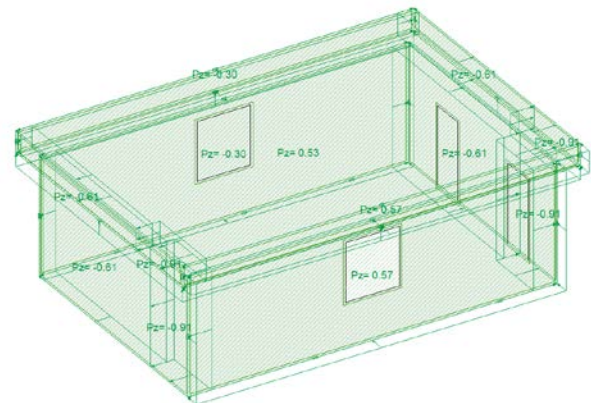
Per quanto riguarda l'azione del vento sul tetto (Eurocodice EN 1991-1-4:2005 - § 7.2.3), si adopera un calcolo semplificato del coefficiente di forma C_{pe} valido per l'intera superficie della copertura e pari al valore della zona H da Tabella 7.2:

$C_{pe,10}$:

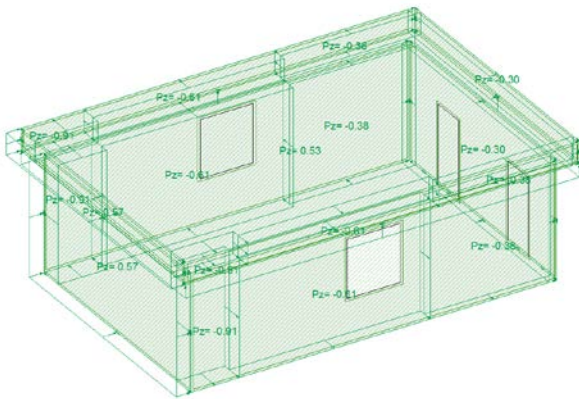
Zona H -0.70 $w_e = -0.53$ kN/m^2



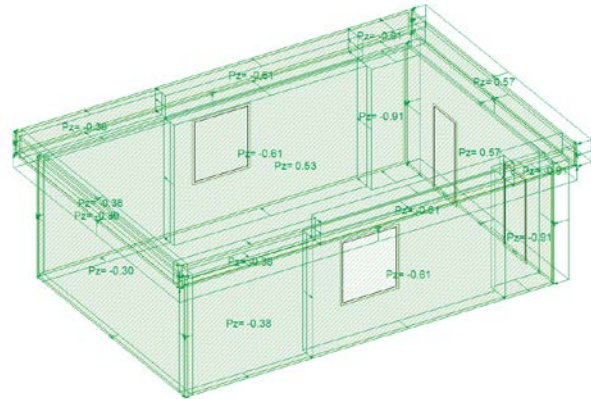
Caso di carico: Q6_vento_X+



Caso di carico: Q6_vento_X-



Caso di carico: Q6_vento_Y+



Caso di carico: Q6_vento_Y-

9.6 Azioni sismiche

9.6.1 Azione Sismica della struttura

Caso di carico: Ex_{str_SLV} = sisma strutturale direzione X - SLV

Caso di carico: Ey_{str_SLV} = sisma strutturale direzione Y - SLV

Caso di carico: Ez_{str_SLV} = sisma strutturale direzione Z - SLV

Caso di carico: Ex_{str_SLD} = sisma strutturale direzione X - SLD

Caso di carico: Ey_{str_SLD} = sisma strutturale direzione Y - SLD

Caso di carico: Ez_{str_SLD} = sisma strutturale direzione Z - SLD

L'azione sismica della struttura interrata viene sviluppata secondo la procedura descritta nel documento "Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008" rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie.

Agli elementi guscio della struttura interrata si applica un carico proporzionale al peso dell'elemento secondo i coefficienti sismici (orizzontale e verticale) definiti dal § 7.11.6.2.1 delle NTC 2008:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

$\beta_m = 1$ non essendo la struttura in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

$a_{max} = S a_g$ S coefficiente di amplificazione (topografica e stratigrafica)
ag accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido

Per il fabbricato fuori terra, si fa riferimento alle NTC 2008 - § 7.3.3.2, applicando una forza statica equivalente alla forza di inerzia indotta dall'azione sismica, la cui entità si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 della struttura:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.075 \cdot 4^{\frac{3}{4}} = 0.21s$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda/g$$

dove:

$$S_d(T_1) \cong 0.58g \text{ (SLV spettro orizzontale)}$$

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

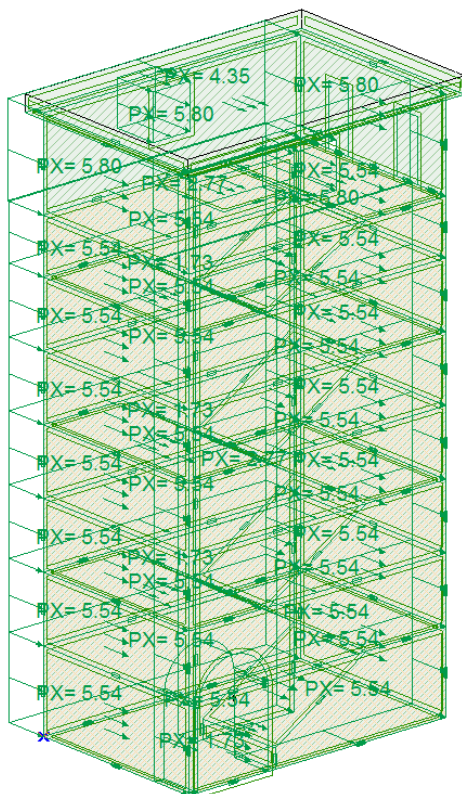
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

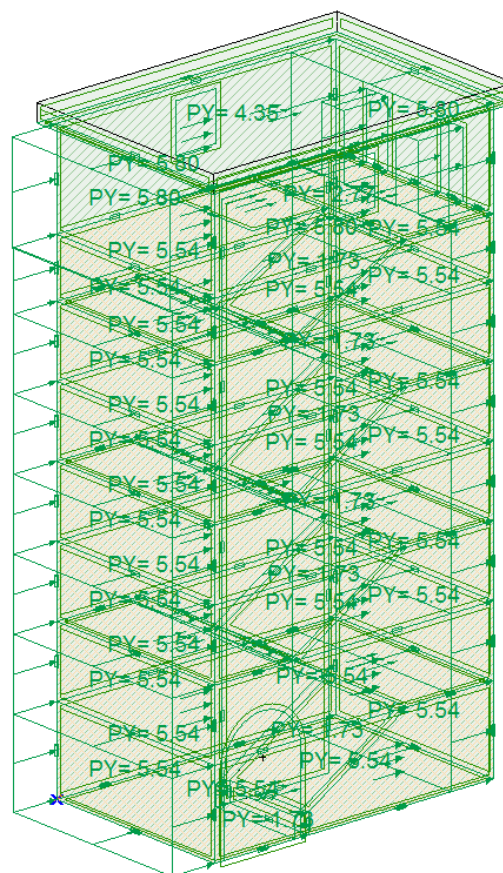
Foglio
40 di 137

W : peso della struttura

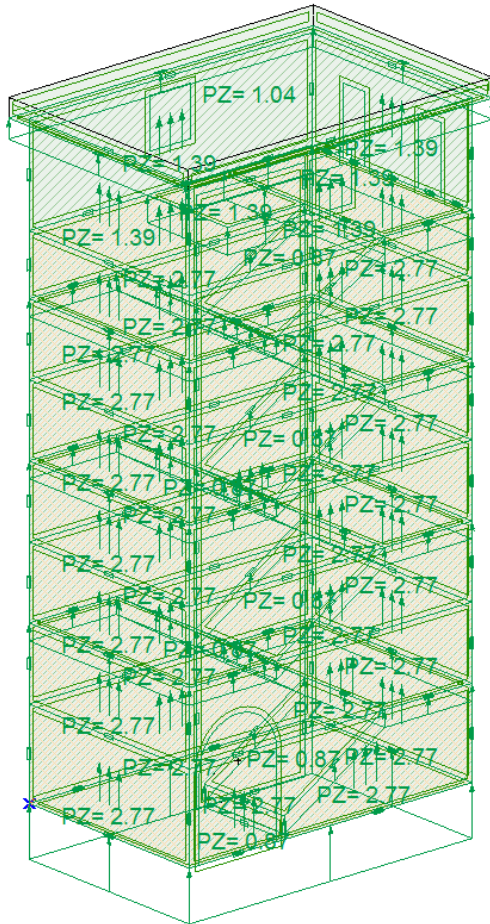
$\lambda=1.0$



Caso di carico: Ex_str_SLV



Caso di carico: Ey_str_SLV



Caso di carico: Ez_str_SLV

9.6.2 Azione Sismica del terreno e della falda: ricoprimento e spinte dinamiche

Azione sismica dovuta al terreno

L'effetto del sisma sulla struttura interrata si calcola in analogia con le opere di sostegno, mediante un approccio pseudo-statico (NTC 2008, § 7.11.6.2 – EC8 § E.9).

L'azione sismica dovuta al terreno è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

$$\beta_m = 1 \quad \text{non essendo la struttura in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno}$$

$a_{\max} = S a_g$ S coefficiente di amplificazione (topografica e stratigrafica)
ag accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido

La spinta dinamica viene calcolata secondo la teoria di Wood:

$$\Delta S_h = k_h \gamma H^2$$

$$\Delta S_v = \pm k_v \gamma A$$

dove A è da intendersi come volume di terreno al di sopra della struttura ed H l'altezza totale della sezione. Nel caso in esame, non essendoci ritombamento, la componente verticale dell'incremento di spinta sismica viene trascurato.

Risulta quindi, per il caso SLV:

$$k_h = 1 \times 0.277 \times \frac{a_g}{a_g} = 0.277$$

Azione sismica dovuta alla falda

L'effetto del sisma si calcola in analogia con le opere di sostegno, mediante un approccio pseudo-statico (EC8 § E.8).

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{h z}$$

con:

h = quota del pelo libero dell'acqua

z = coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua

Casi di carico

Caso di carico: $Ex_{ter_SLV_X+}$ = sisma direzione +X idrodinamica e terreno con falda massima - SLV

Caso di carico: $Ex_{ter_SLV_X-}$ = sisma direzione -X idrodinamica e terreno con falda massima - SLV

Caso di carico: $Ey_{ter_SLV_Y+}$ = sisma direzione +Y idrodinamica e terreno con falda massima - SLV

Caso di carico: $Ey_{ter_SLV_Y-}$ = sisma direzione -Y idrodinamica e terreno con falda massima - SLV

Caso di carico: $Ex_{ter_SLD_X+}$ = sisma direzione +X idrodinamica e terreno con falda massima - SLD

Caso di carico: $Ex_{ter_SLD_X-}$ = sisma direzione -X idrodinamica e terreno con falda massima - SLD

Caso di carico: $Ey_{ter_SLD_Y+}$ = sisma direzione +Y idrodinamica e terreno con falda massima - SLD

Caso di carico: $Ey_{ter_SLD_Y-}$ = sisma direzione -Y idrodinamica e terreno con falda massima - SLD

L'incremento di spinta totale (idrodinamica e terreno), per il caso SLV, risulta pari a:

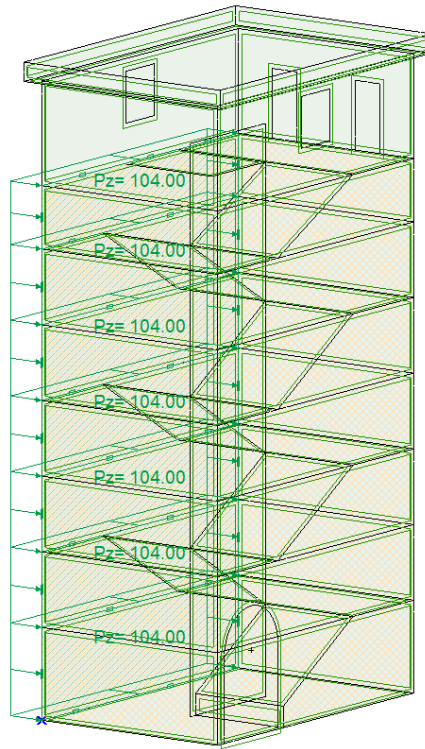
$$\Delta S(z) = k_h [\gamma_{d1} (z_{pc} - z_f) + \gamma'_2 (z_f - z_2) + \gamma'_3 (z_2 - z_3)] + \frac{7}{8} k_h [\gamma_w \sqrt{z_f \cdot z_f}] =$$

$$= 0.277 [18.5 (18-15) + 10.5 (15 - 13) + 11.4 (13 - 0)] + \frac{7}{8} 0.277 \times 10.0 \sqrt{15 \cdot 15} = 98.6 \text{ kN/m}^2$$

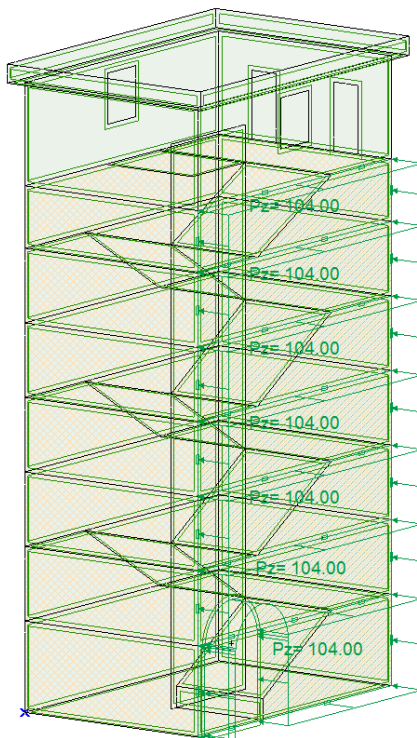
dove i pedici ‘i’ corrispondono alle caratteristiche stratigrafiche illustrate al capitolo 6 della presente relazione, all’aumentare della profondità.

A favore di sicurezza, si applica il valore massimo del carico a tutta altezza, considerando il valore della pressione statica fattorizzato per l’accelerazione massima:

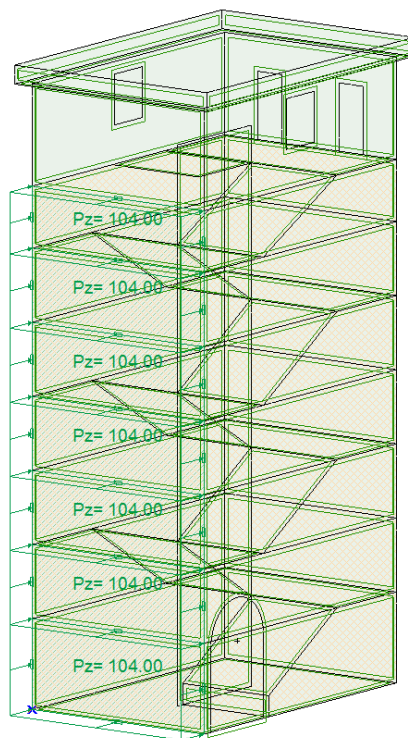
$$\Delta S(z) = k_h [\gamma_{d1} (z_{pc} - z_f) + \gamma_{sat2} (z_f - z_2) + \gamma_{sat3} (z_2 - z_3)] = 0.277 [18.5 (18 - 15) + 20.5 (15 - 13) + 21.4 (13 - 0)] = 103.8 \text{ kN/m}^2$$



Caso di carico: *Ex_ter_SLV_X+*



Caso di carico: Ex_ter_SLV_X-



Caso di carico: Ey_ter_SLV_Y+

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

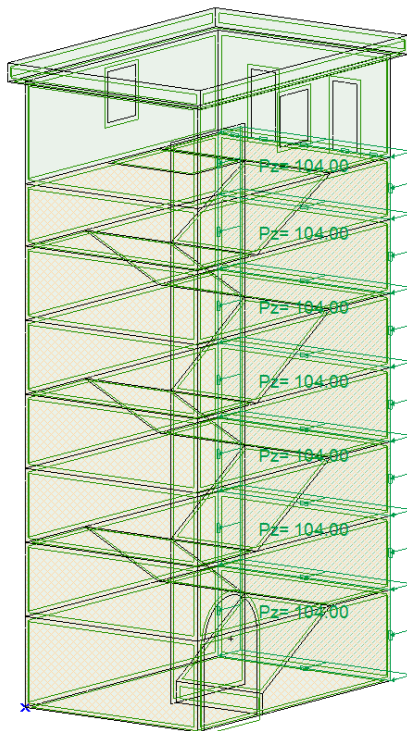
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
45 di 137



Caso di carico: Ey_ter_SLV_Y-

10. COMBINAZIONI DI CARICO**10.1 Coefficienti di combinazione****10.1.1 Coefficienti di combinazione Approccio 1 Combinazione 1 (A1) STR**

Coefficienti di combinazione - Approccio 1 Combinazione 1 (A1) STR					
(NTC 2008)					
Caso di carico	Coefficiente parziale di sicurezza		Coefficienti di combinazione		
	γ_{fav}	γ_{sfav}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G1_SW	1.0	1.3	-	-	-
G1_ritiro	0.0	0.6	-	-	-
G2_pesi portati	1.0	1.3	-	-	-
G2_sp_falda	1.0	1.3	-	-	-
G2_sp_uplift	1.0	1.3	-	-	-
G2_sp_terreno	1.0	1.3	-	-	-
Q1_folla	0.0	1.5	0.7	0.7	0.6
Q2_neve	0.0	1.5	0.5	0.2	0
Q3_copertura	0.0	1.5	0	0	0
Q4_sovr	0.0	1.5	0.75	0.75	0
Q5_temp	0.0	1.5	0.6	0.5	0
Q6_vento	0.0	1.5	0.6	0.2	0

10.1.2 Coefficienti di combinazione Sismiche

Coefficienti di combinazione - Sismica			
(NTC 2008)			
Caso di carico	Coefficiente parziale di sicurezza		Coefficienti di combinazione
	γ_{fav}	γ_{sfav}	ψ_2
G1_SW	1.0	1.0	-
G1_ritiro	0.5	0.5	-
G2_pesi portati	1.0	1.0	-
G2_sp_falda	1.0	1.0	-
G2_sp_uplift	1.0	1.0	-
G2_sp_terreno	1.0	1.0	-
Q1_folla	-	-	0.2
Q2_neve	-	-	0

Coefficienti di combinazione - Sismica

(NTC 2008)

Caso di carico	Coefficiente parziale di sicurezza		Coefficiente di combinazione
	γ_{fav}	γ_{sfav}	
Q3_copertura	-	-	0
Q4_sovr	-	-	0.2
Q5_temp	-	-	0
Q6_vento	-	-	0
Ex_str	1.0	1.0	
Ey_str	1.0	1.0	
Ez_str	1.0	1.0	
Ex_ter_X+	1.0	1.0	
Ex_ter_X-	1.0	1.0	
Ey_ter_Y+	1.0	1.0	
Ey_ter_Y-	1.0	1.0	

10.1.3 Coefficienti di combinazione Approccio 1 Combinazione 2 (A2) GEO

Coefficienti di combinazione - Approccio 1 Combinazione 2 (A2) GEO

(NTC 2008)

Caso di carico	Coefficiente parziale di sicurezza		Coefficiente di combinazione		
	γ_{fav}	γ_{sfav}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G1_SW	1.0	1.0	-	-	-
G1_ritiro	0.0	0.5	-	-	-
G2_pesi portati	1.0	1.0	-	-	-
G2_sp_falda	1.0	1.0	-	-	-
G2_sp_uplift	1.0	1.0	-	-	-
G2_sp_terreno	1.0	1.0	-	-	-
Q1_folla	0.0	1.3	0.7	0.7	0.6
Q2_neve	0.0	1.3	0.5	0.2	0
Q3_copertura	0.0	1.3	0	0	0
Q4_sovr	0.0	1.3	0.75	0.75	0
Q5_temp	0.0	1.3	0.6	0.5	0
Q6_vento	0.0	1.3	0.6	0.2	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
48 di 137

10.1.4 Coefficienti di combinazione UPL

Coefficienti di combinazione - Sollevamento UPL		
(NTC 2008)		
Caso di carico	Coefficiente parziale di sicurezza	
	γ_{fav}	γ_{sfav}
G1_SW	0.9	1.1
G2_pesi portati	0.9	1.1
G2_sp_uplift	0.9	1.1

10.2 Combinazioni di carico - generalità

Le combinazioni di carico utili alle verifiche agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio sono mostrate nel seguito.

In particolare vengono elencate le seguenti:

- Combinazioni di carico utili alle verifiche agli Stati Limite Ultimi di tipo strutturale (STR)
 - Combinazioni di carico fondamentali: **SLU**
 - Combinazioni di carico sismiche stato limite di salvaguardia della vita: **SLV**
- Combinazioni di carico utili alle verifiche agli Stati Limite di Esercizio
 - Combinazioni di carico caratteristiche (rare): **SLE_R**
 - Combinazioni di carico sismiche stato limite di danno: **SLD**
 - Combinazioni di carico frequenti: **SLE_F**
 - Combinazioni di carico quasi permanenti: **SLE_QP**

Ai fini delle verifiche della struttura si implementano anche le seguenti combinazioni di involuppo:

- **INV_SLU_SLV:** involuppo delle combinazioni non lineari del tipo SLU, SLV
utili alle verifiche agli Stati Limite Ultimi
- **INV_SLE_R_SLD:** involuppo delle combinazioni non lineari del tipo SLE_R, SLD
utili alle verifiche tensionali agli Stati Limite di Esercizio
- **INV_SLE_R:** involuppo delle combinazioni non lineari del tipo SLE_R
utili alle verifiche di fessurazione agli Stati Limite di Esercizio
- **INV_SLE_QP:** involuppo delle combinazioni non lineari del tipo SLE_QP
utili alle verifiche tensionali agli Stati Limite di Esercizio

Le combinazioni SLE_F, comunque implementate, non vengono utilizzate in alcuna verifica in quanto, ai sensi del MdP § 4.1.2.2.4.1, le verifiche a fessurazione vengono richieste per le combinazioni rare, assai più severe di quelle frequenti.

Le combinazioni di carico utili alle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) e idraulici (Sollevamento) sono nel seguito omesse e vengono trattate direttamente al capitolo 14 della presente relazione.

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
51 di 137

Nome	G1SW	G1ritiro	G2Pesi portati	G2spfalda	G2spuplift	G2sptterreno	Q1folla	Q2neve	Q3copertura	Q4sovrX+	Q4sovrX-	Q4sovrY+	Q4sovrY-	Q5temp+	Q5temp-	Q6ventoX+	Q6ventoX-	Q6ventoY+	Q6ventoY-
SLU_044	1	0.6	1	1	1	1	1.05	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU_045	1.3	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.05	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU_046	1	0.6	1	1	1	1	1.05	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU_047	1.3	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.05	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0
SLU_048	1	0.6	1	1	1	1	1.05	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0
SLU_049	1.3	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.05	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU_050	1	0.6	1	1	1	1	1.05	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU_051	1.3	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.05	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0
SLU_052	1	0.6	1	1	1	1	1.05	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0
SLU_053	1.3	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.05	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU_054	1	0.6	1	1	1	1	1.05	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU_055	1.3	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.05	0	0	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU_056	1	0.6	1	1	1	1	1.05	0	0	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU_057	1.3	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
SLU_058	1.3	0.6	1.3	1.3	1.3	1.3	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0

10.2.1 Combinazioni sismiche SLV

Nome	G1SW	G1ritiro	G2Pesi portati	G2spfalda	G2spuplift	G2sptterreno	Q1folla	Q4sovrX+	Q4sovrX-	Q4sovrY+	Q4sovrY-	ExterSLVX+	ExterSLVX-	EyterSLVY+	EyterSLVY-	ExstrSLV	EystrSLV	EzstrSLV
SLV_001	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0.3	0	1	0.3	0.3
SLV_002	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	1	0.3	0	-1	0.3	0.3
SLV_003	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0.3	1	-0.3	0.3
SLV_004	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0.3	-1	-0.3	0.3
SLV_005	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0.3	0	1	0.3	-0.3
SLV_006	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	1	0.3	0	-1	0.3	-0.3
SLV_007	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0.3	1	-0.3	-0.3
SLV_008	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0.3	-1	-0.3	-0.3
SLV_009	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	1	0	0.3	1	0.3
SLV_010	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	1	0	-0.3	1	0.3
SLV_011	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0	1	0.3	-1	0.3
SLV_012	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3
SLV_013	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	1	0	0.3	1	-0.3
SLV_014	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	1	0	-0.3	1	-0.3
SLV_015	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0	1	0.3	-1	-0.3
SLV_016	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3
SLV_017	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0.3	0	0.3	0.3	1
SLV_018	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0.3	0	-0.3	0.3	1
SLV_019	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0	0.3	0.3	-0.3	1
SLV_020	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0	0.3	-0.3	-0.3	1
SLV_021	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0.3	0	0.3	0.3	-1
SLV_022	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0.3	0	-0.3	0.3	-1
SLV_023	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0	0.3	0.3	-0.3	-1

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
52 di 137

Nome	G1SW	G1ritiro	G2Pesi portati	G2spfalda	G2spuplift	G2sptterreno	Q1folla	Q4sovrX+	Q4sovrX-	Q4sovrY+	Q4sovrY-	ExterSLVX+	ExterSLVX-	EyterSLVY+	EyterSLVY-	ExstrSLV	EystrSLV	EzstrSLV
SLV_024	1	0.5	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0	0.3	-0.3	-0.3	-1

10.3 Combinazioni di carico - Stati Limite di Esercizio

10.3.1 Combinazioni SLE caratteristiche (rare)

Nome	G1SW	G1ritiro	G2Pesi portati	G2spfalda	G2spuplift	G2sptterreno	Q1folla	Q2neve	Q3copertura	Q4sovrX+	Q4sovrX-	Q4sovrY+	Q4sovrY-	Q5temp+	Q5temp-	Q6ventoX+	Q6ventoX-	Q6ventoY+	Q6ventoY-
SLE_R_001	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_002	1	0.75	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_003	1	0.75	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0
SLE_R_004	1	0.75	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0
SLE_R_005	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_006	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_007	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_008	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE_R_009	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_010	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE_R_011	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE_R_012	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
SLE_R_013	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
SLE_R_014	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
SLE_R_015	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
SLE_R_016	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
SLE_R_017	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
SLE_R_018	1	0.75	1	1	1	1	1	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_019	1	0.75	1	1	1	1	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_020	1	0.75	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_021	1	0.75	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0
SLE_R_022	1	0.75	1	1	1	1	1	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_023	1	0.75	1	1	1	1	1	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0
SLE_R_024	1	0.75	1	1	1	1	1	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	0	0	0	0	0	0
SLE_R_025	1	0.75	1	1	1	1	0.7	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_026	1	0.75	1	1	1	1	0.7	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_027	1	0.75	1	1	1	1	0.7	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_028	1	0.75	1	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE_R_029	1	0.75	1	1	1	1	0.7	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLE_R_030	1	0.75	1	1	1	1	0.7	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
SLE_R_031	1	0.75	1	1	1	1	0.7	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE_R_032	1	0.75	1	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
SLE_R_033	1	0.75	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0

10.3.2 Combinazioni SLE sismiche SLD

Nome	G1SW	G1ritiro	G2Pesi portati	G2spfalda	G2spuplift	G2spterreno	Q1folla	Q4sovrX+	Q4sovrX-	Q4sovrY+	Q4sovrY-	ExterSLDX+	ExterSLDX-	EyterSLDY+	EyterSLDY-	ExstrSLD	EystrSLD	EzstrSLD
SLD_001	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0.3	0	1	0.3	0.3
SLD_002	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	1	0.3	0	-1	0.3	0.3
SLD_003	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0.3	1	-0.3	0.3
SLD_004	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0.3	-1	-0.3	0.3
SLD_005	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0.3	0	1	0.3	-0.3
SLD_006	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	1	0.3	0	-1	0.3	-0.3
SLD_007	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0.3	1	-0.3	-0.3
SLD_008	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0.3	-1	-0.3	-0.3
SLD_009	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	1	0	0.3	1	0.3
SLD_010	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	1	0	-0.3	1	0.3
SLD_011	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0	1	0.3	-1	0.3
SLD_012	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3
SLD_013	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	1	0	0.3	1	-0.3
SLD_014	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	1	0	-0.3	1	-0.3
SLD_015	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0	1	0.3	-1	-0.3
SLD_016	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3
SLD_017	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0.3	0	0.3	0.3	1
SLD_018	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0.3	0	-0.3	0.3	1
SLD_019	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0	0.3	0.3	-0.3	1
SLD_020	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0	0.3	-0.3	-0.3	1
SLD_021	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0.3	0	0.3	0.3	-1
SLD_022	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0.3	0	-0.3	0.3	-1
SLD_023	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0	0	0.3	0.3	-0.3	-1
SLD_024	1	0.75	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0.3	0	0.3	-0.3	-0.3	-1

10.3.3 Combinazioni SLE frequenti

Nome	G1SW	G1ritiro	G2Pesi portati	G2spfalda	G2spuplift	G2spterreno	Q1folla	Q2neve	Q3copertura	Q4sovrX+	Q4sovrX-	Q4sovrY+	Q4sovrY-	Q5temp+	Q5temp-	Q6ventoX+	Q6ventoX-	Q6ventoY+	Q6ventoY-
SLE_F_001	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_002	1	0.75	1	1	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_003	1	0.75	1	1	1	1	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_004	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_005	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_006	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_007	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0
SLE_F_008	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_009	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0
SLE_F_010	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	0	0	0	0	0	0

Nome	G1SW	G1ritiro	G2Pesi portati	G2spfalda	G2spuplift	G2sptterreno	Q1folla	Q2neve	Q3copertura	Q4sovrX+	Q4sovrX-	Q4sovrY+	Q4sovrY-	Q5temp+	Q5temp-	Q6ventoX+	Q6ventoX-	Q6ventoY+	Q6ventoY-
SLE_F_011	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0
SLE_F_012	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0
SLE_F_013	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0
SLE_F_014	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0
SLE_F_015	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0
SLE_F_016	1	0.75	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2
SLE_F_017	1	0.75	1	1	1	1	0.6	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_018	1	0.75	1	1	1	1	0.6	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_019	1	0.75	1	1	1	1	0.6	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_020	1	0.75	1	1	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0
SLE_F_021	1	0.75	1	1	1	1	0.6	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0
SLE_F_022	1	0.75	1	1	1	1	0.6	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0
SLE_F_023	1	0.75	1	1	1	1	0.6	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	0	0	0	0	0	0

10.3.4 Combinazioni SLE quasi permanenti

Nome	G1SW	G1ritiro	G2Pesi portati	G2spfalda	G2spuplift	G2sptterreno	Q1folla
SLE_QP_001	1	0.75	1	1	1	1	0
SLE_QP_002	1	0.75	1	1	1	1	0.6

11. RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

11.1 Azioni interne

Per i valori delle azioni interne si rimanda al documento "Relazione di calcolo strutture interne - Allegati numerici" (INOR11EE2CLGA6500004). Nel paragrafo successivo vengono mostrati i diagrammi degli involuipi delle azioni interne:

- Momenti flettenti
- Azioni taglianti

Per semplicità, nella modalità di visualizzazione vengono attivati solamente tre lati della struttura ed il setto centrale viene 'nascosto'.

Le convenzioni di segno sono le seguenti, sulla base delle convenzioni del codice di calcolo e dell'orientamento degli elementi stessi:

- Positive le trazioni
- Positivi i momenti che tendono:
 - Per i muri interrati: le fibre interne (lato vano scale)
 - Per i pianerottoli, le rampe scale e la soletta di copertura: le fibre superiori
 - Per i muri in elevazione e il setto centrale: elementi armati in modo simmetrico

11.1.1 Struttura definitiva

11.1.1.1 GA65: INV SLU SLV

I valori sono espressi in kN, kNm

Momento flettente

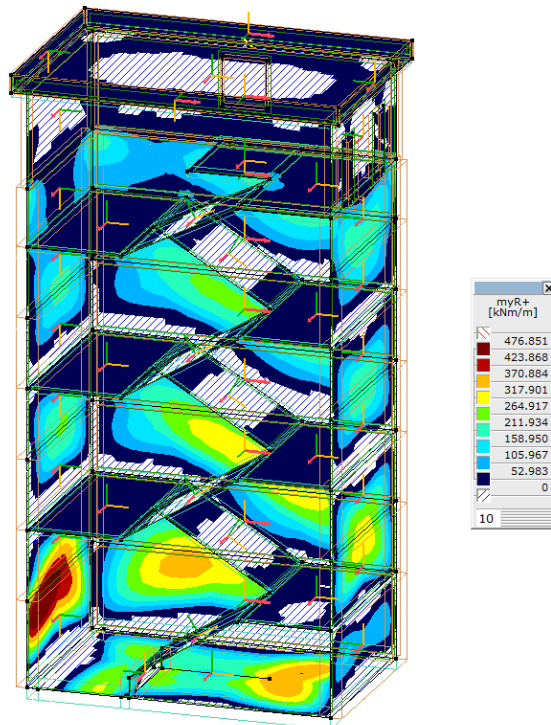


Fig. 1 – INV_SLU_SLV: My max

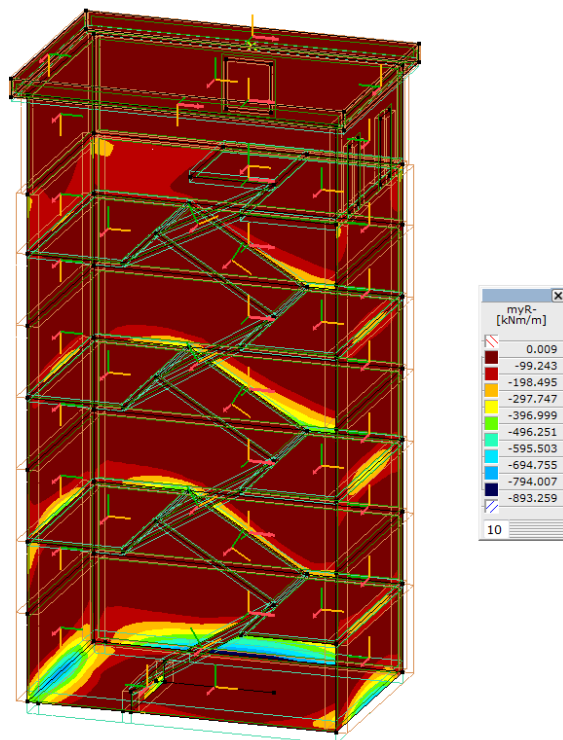


Fig. 2 – INV_SLU_SLV: My min

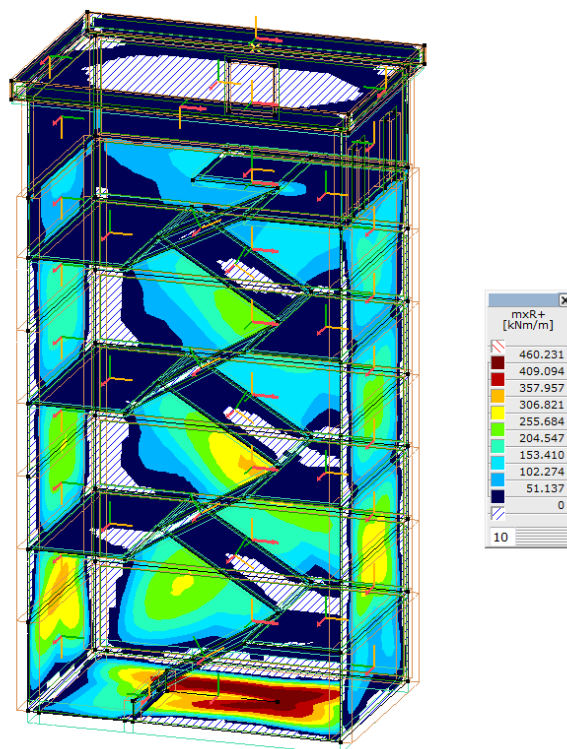


Fig. 3 – INV_SLU_SLV: Mx max

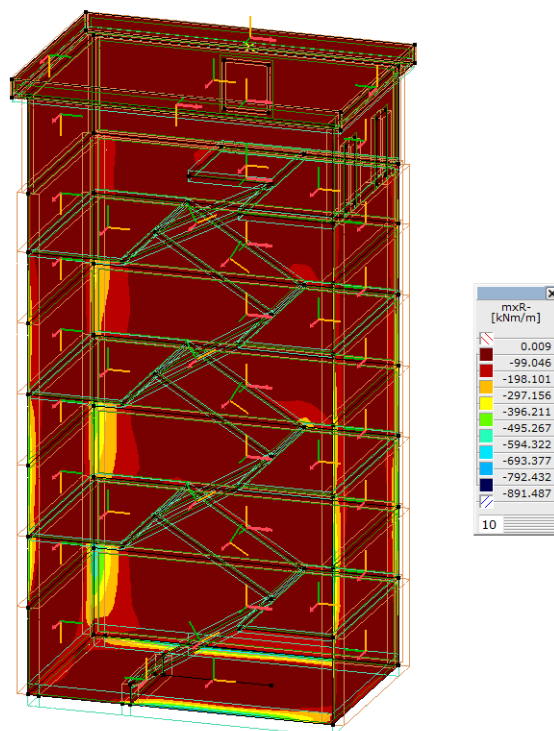
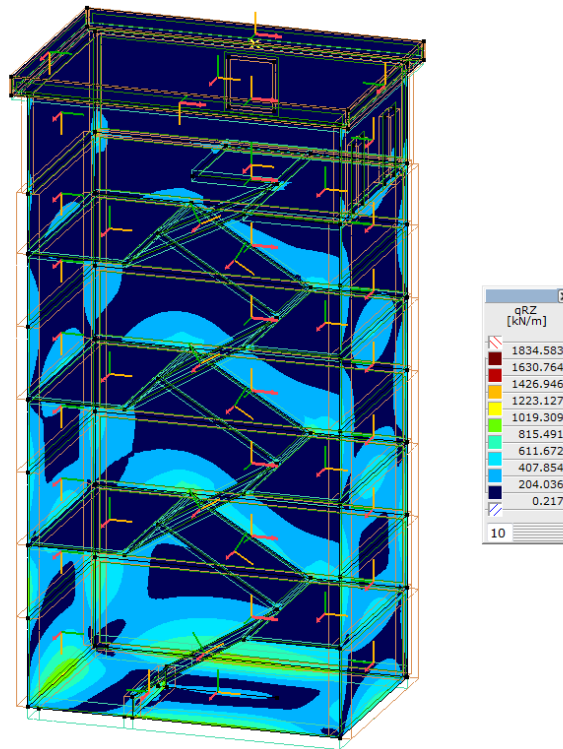


Fig. 4 – INV_SLU_SLV: Mx min

Azione Tagliante**Fig. 5 – INV_SLU_SLV: q_{RZ} max (sforzo di taglio specifico risultante)**11.1.1.2 GA65: INV_SLE_R_SLD

I valori sono espressi in kN, kNm

Momento flettente

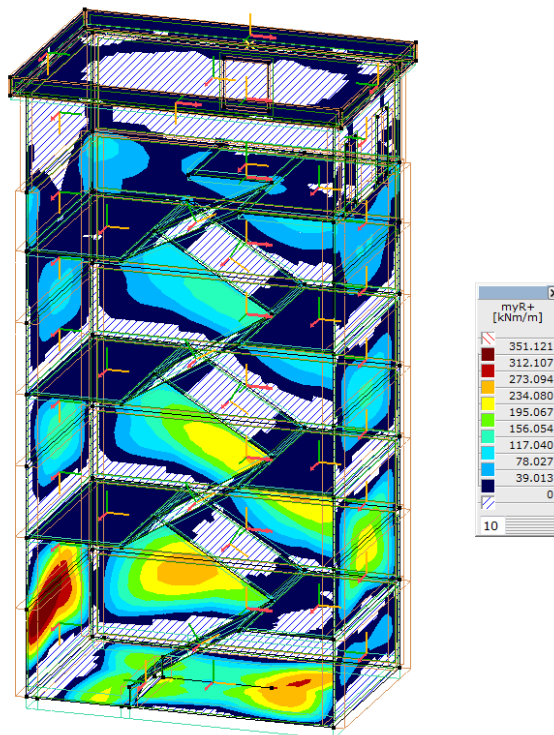


Fig. 6 – INV_SLE_R_SLD: My max

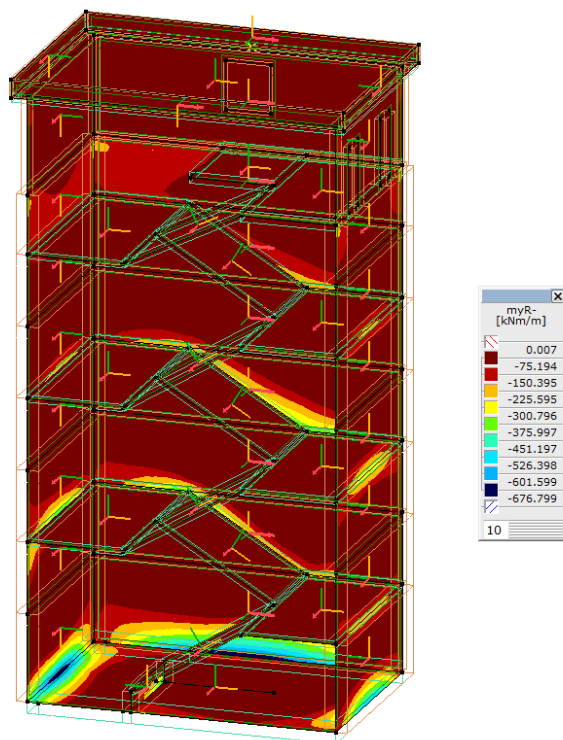


Fig. 7 – INV_SLE_R_SLD: My min

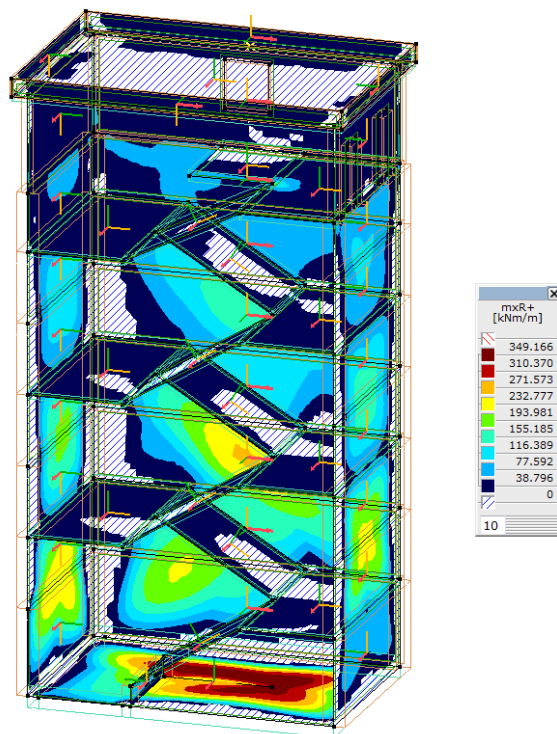


Fig. 8 – INV_SLE_R_SLD: Mx max

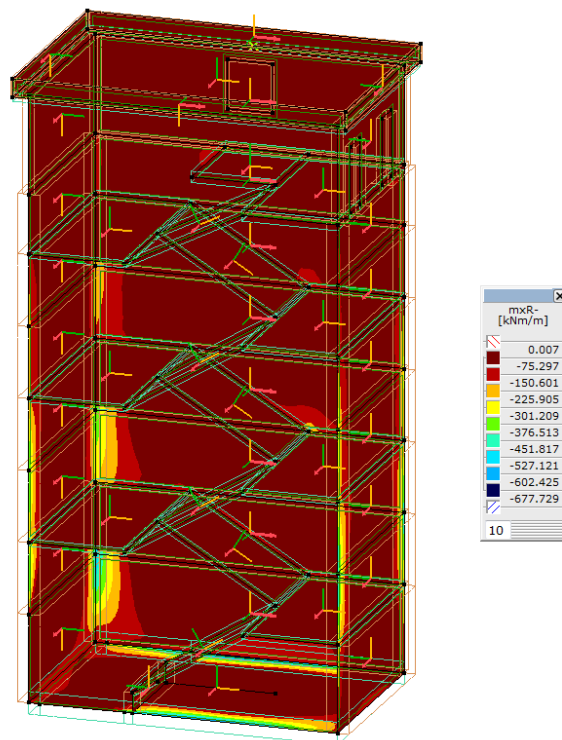


Fig. 9 – INV_SLE_R_SLD: Mx min

11.1.1.3 GA65: INV_SLE_R

I valori sono espressi in kN, kNm

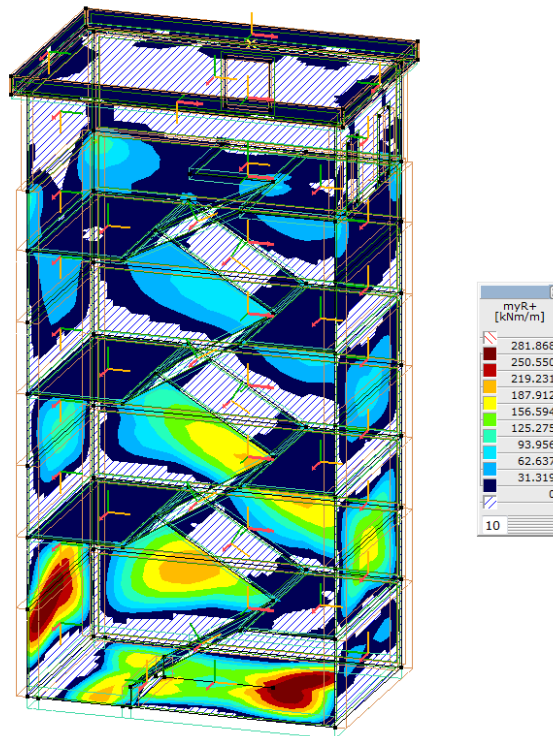
Momento flettente

Fig. 10 – INV_SLE_R: My max

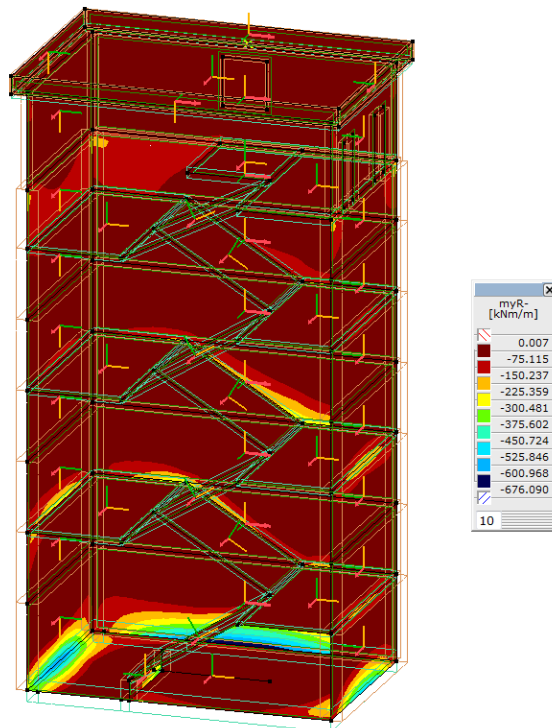


Fig. 11 – INV_SLE_R: My min

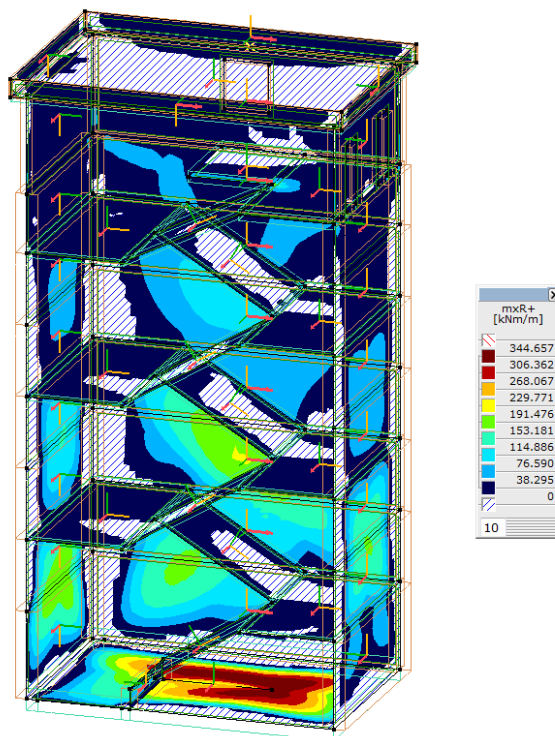


Fig. 12 – INV_SLE_R: Mx max

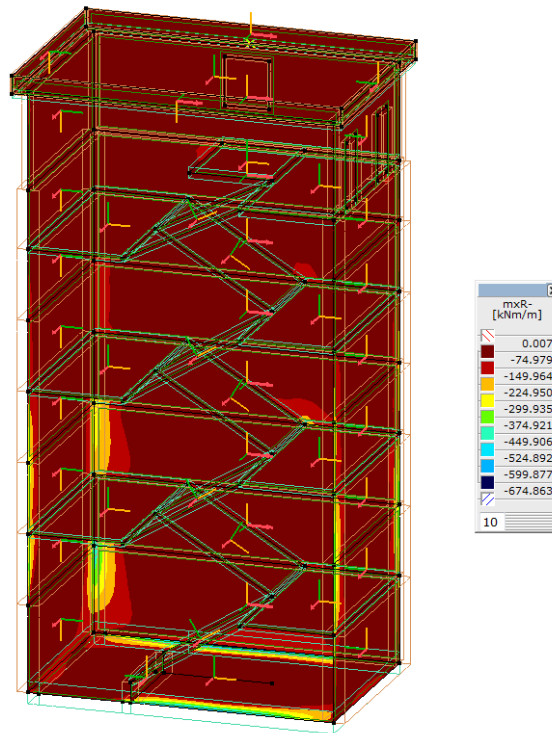


Fig. 13 – INV_SLE_R: Mx min

11.1.1.3 GA65: INV_SLE_QP

I valori sono espressi in kN, kNm

Momento flettente

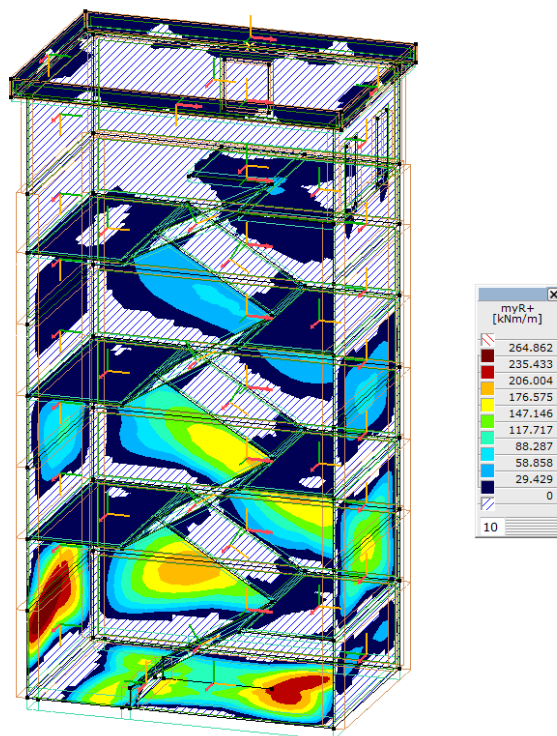


Fig. 14 – INV_SLE_QP: My max

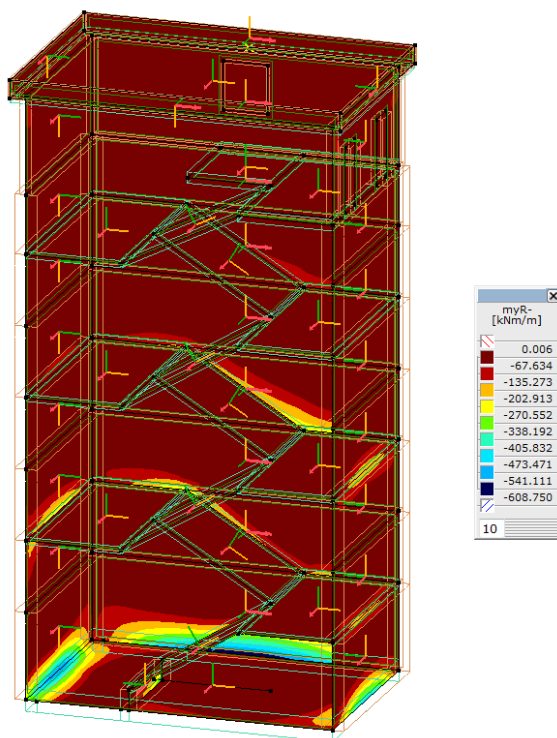


Fig. 15 – INV_SLE_QP: My min

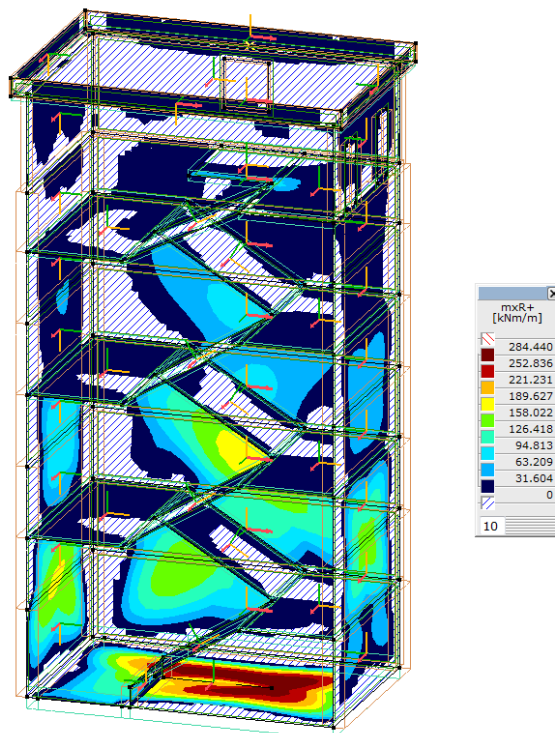


Fig. 16 – INV_SLE_QP: Mx max

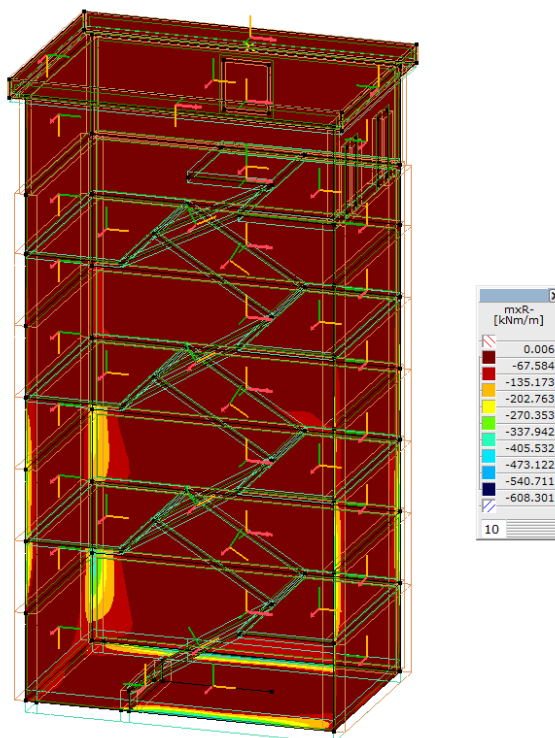


Fig. 17 – INV_SLE_QP: Mx min

12. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Le verifiche vengono effettuate utilizzando programmi di utilità opportunamente testati. In particolare, per le verifiche dello stato limite di apertura delle fessure si utilizza il software di calcolo Fagus-7 della Cubus AG.

12.1 Sezioni principali di verifica

Le sezioni principali oggetto di verifica sono riassunte nella seguente tabella. Le immagini riportano la posizione indicativa di ciascuna sezione di calcolo nella struttura interna.

Sezione	Elemento	Posizione verifiche critiche
F_lato lungo	Fondazione – direzione dimensione maggiore	Momento a filo piedritti Momento in campata Taglio massimo a filo elevazioni
F_lato corto	Fondazione – direzione dimensione minore	Momento a filo piedritti Momento in campata Taglio massimo a filo elevazioni
M_lungo_v	Muri interrati lato maggiore – direzione verticale	Momento d'incastro (trazione lato terra) Momento in campata (trazione lato interno) Taglio massimo
M_lungo_o	Muri interrati lato maggiore – direzione orizzontale	Momento d'incastro (trazione lato terra) Momento in campata (trazione lato interno) Taglio massimo
M_corto_v	Muri interrati lato minore – direzione verticale	Momento d'incastro (trazione lato terra) Momento in campata (trazione lato interno) Taglio massimo
M_corto_o	Muri interrati lato minore – direzione orizzontale	Momento d'incastro (trazione lato terra) Momento in campata (trazione lato interno) Taglio massimo
S_v	Setto centrale – direzione verticale	Momento max/min Taglio massimo
S_o	Setto centrale – direzione orizzontale	Momento max/min Taglio massimo
R_long	Rampe scale – direzione longitudinale	Momento d'incastro al pianerottolo Momento in campata Taglio massimo
P_lungo	Pianerottoli intermedi – direzione dimensione maggiore	Momento d'incastro alle elevazioni Momento in campata Taglio massimo a filo elevazioni
P_corto	Pianerottoli intermedi – direzione dimensione minore	Momento d'incastro alle elevazioni Momento in campata Taglio massimo a filo elevazioni
P_PC_x	Pianerottolo al p.c. – direzione x-locale	Momento d'incastro alle elevazioni Momento in campata Taglio massimo
P_PC_y	Pianerottolo al p.c. – direzione y-locale	Momento d'incastro alle elevazioni Momento in campata Taglio massimo
E_v	Muri fabbricato – direzione verticale	Momento negativo (trazione lato esterno) Momento positivo (trazione lato interno)

Doc. N.

Progetto
INOR

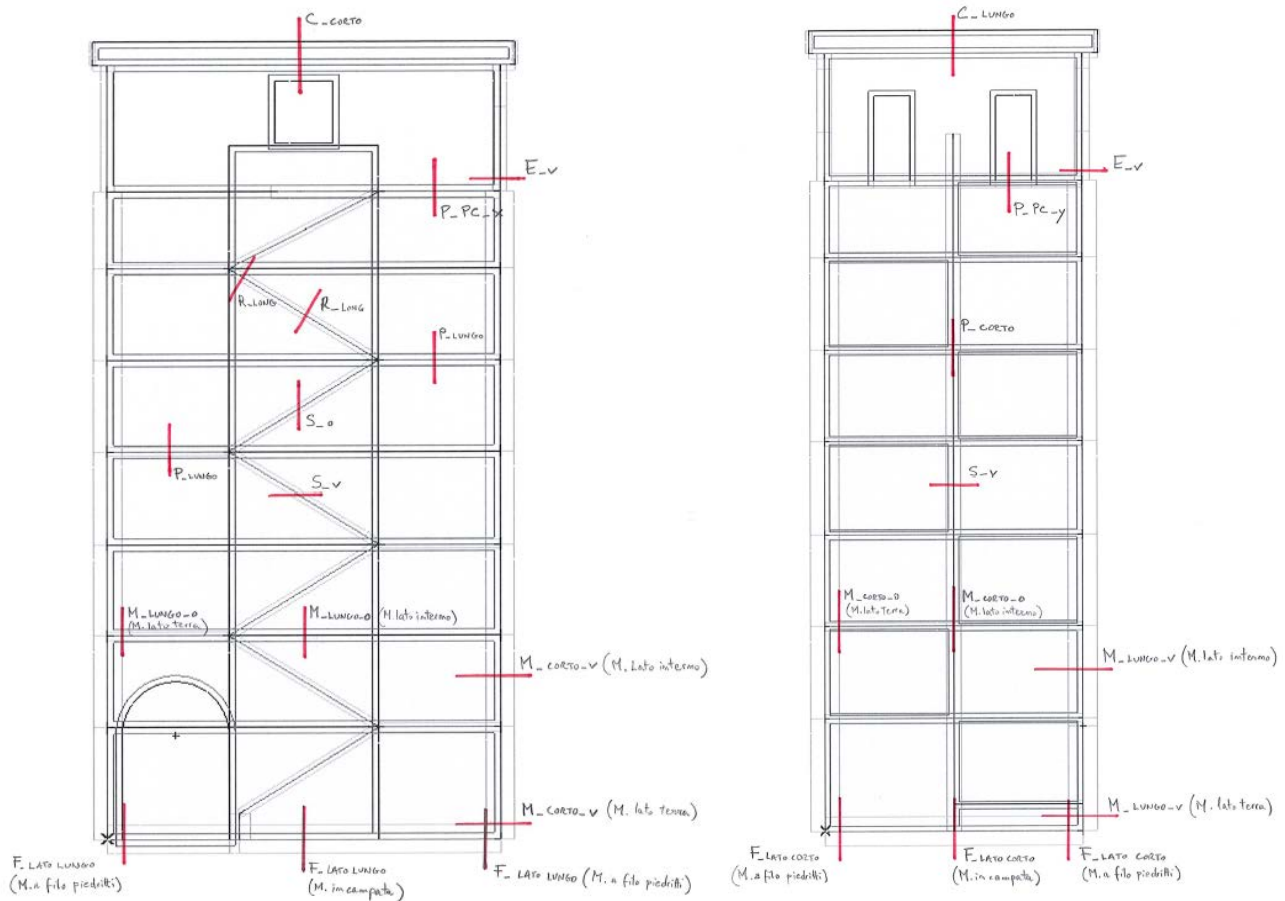
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
67 di 137

		Taglio massimo
E_o	Muri fabbricato – direzione orizzontale	Momento negativo (trazione lato esterno) Momento positivo (trazione lato interno) Taglio massimo
C_lungo	Soletta copertura fabbricato – direzione dimensione maggiore	Momento d'incastro alle elevazioni Momento in campata Taglio massimo
C_corto	Soletta copertura fabbricato – direzione dimensione minore	Momento d'incastro alle elevazioni Momento in campata Taglio massimo



12.2 Verifiche agli SLU ed agli SLE

Nelle verifiche si utilizzano le seguenti **convenzioni di segno**:

- nel dominio M-N (presso-flessione):
 - * positive le compressioni
- nelle verifiche tensionali agli SLE:
 - * negative le compressioni del calcestruzzo
 - * positive le trazioni dell'acciaio

Nei disegni esecutivi le armature derivanti dalle verifiche di calcolo, vengono integrate laddove necessario per coprire i minimi normativi.

Le verifiche di resistenza a sforzo normale e flessione sono condotte secondo le NTC 2008 § 4.1.2.1.2.

Le verifiche di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti sono condotte secondo le NTC 2008 § 4.1.2.1.3.

Per quanto riguarda le verifiche tensionali agli SLE, si rispettano i seguenti limiti secondo le linee guida Italferr "Criteri di dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008":

- tensioni di compressione del calcestruzzo
 - per combinazione di carico caratteristica (rara) o SLD: $\sigma_{c,max} = 0.55 f_{ck}$
 - per combinazione di carico quasi permanente: $\sigma_{c,max} = 0.40 f_{ck}$
- tensioni di trazione nell'acciaio
 - per combinazione di carico caratteristica (rara) o SLD: $\sigma_{s,max} = 0.75 f_{yk}$

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, le verifiche sono condotte nei riguardi della combinazione di carico caratteristica (rara), ponendo il limite $w_{lim} = 0.20$ mm.

Le verifiche delle sezioni sono mostrate di seguito.

12.2.1 Fondazione – lato corto**Sezione di calcolo:****F, lato corto**

Geometria della sezione			
Base	b	1000	mm
Altezza	h	800	mm
Altezza utile	d	718	mm
Area	Ac	800000	mm ²
Copriferro	c	40	mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	82	mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	80	mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5	-
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0	MPa
Diametro barre secondarie	Φ	20	mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato
Numero barre	n.	10	0
Diametro barre	Φ	20	0
Diametro equivalente	Φ	20	
Area strato	As	3141.6	mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.438	%
Armatura superiore		1°strato	2°strato
Numero barre	n.	10	0
Diametro barre	Φ	16	0
Diametro equivalente	Φ	16	
Area strato	As	2010.6	mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.280	%
Armatura a taglio			
Numero bracci	nb	5	-
Diametro staffe	Φ	12	mm
Passo longitudinale	s	200	mm
inclinazione	α	90	1.571 rad
Area staffe/mm	Asw/s	2.827	mm ² /mm

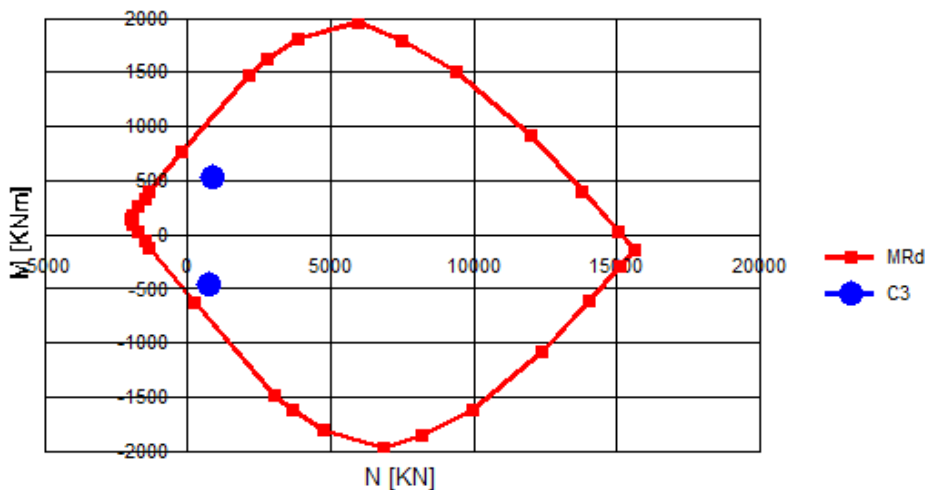
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
70 di 137

Azioni interne di verifica		N_{Ed}	V_{Ed}				
INV_SLU_SLV		kN	kN				
vxz min		-453.7	791.0				
vxz max		-842.1	899.4				
Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)		vxz min			vxz max		
Coefficiente k	k	1.53	-		k	1.53	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v_{min}	0.362009379	MPa		v_{min}	0.362009	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.567125	MPa		σ_{cp}	1.052625	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0044			ρ_l	0.0044	
Resistenza a taglio del solo cls	$V_{rd,c}$	371.6	kN		$V_{rd,c}$	423.9	kN
Resistenza minima	$V_{rd,c,min}$	321.0	kN		$V_{rd,c,min}$	373.3	kN
Resistenza al taglio	V_{Rd}	371.6	kN		V_{Rd}	423.9	kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	791.0	kN		V_{Ed}	899.4	kN
				E' richiesta armatura trasversale a taglio		E' richiesta armatura trasversale a taglio	
Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)							
Inclinazione armatura a taglio	$\cot\alpha$	0.0			$\cot\alpha$	0.0	
Inclinazione bielle compresse	θ	35	0.61 rad		θ	35	0.61 rad
Inclinazione bielle compresse	$\cot\theta$	1.43			$\cot\theta$	1.43	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	MPa		f_{yk}	450	MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1.15	-		γ_s	1.15	-
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	MPa		f_{yd}	391.3	MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f'_{cd}	8.5	MPa		f'_{cd}	8.5	MPa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.03	-		σ_{cp}/f_{cd}	0.06	-
Coefficiente maggiorativo	α_c	1.03	-		α_c	1.06	-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'	V_{Rsd}	1021.1	kN		V_{Rsd}	1021.1	kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione'	V_{Rcd}	2666.8	kN		V_{Rcd}	2740.5	kN
Resistenza al taglio di progetto	V_{Rd}	1021.1	kN		V_{Rd}	1021.1	kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	791.0	kN		V_{Ed}	899.4	kN
				Verificato	F.S.	1.29	Verificato
						F.S.	1.14

Verifica di resistenza a presso-flessione

F_lato_corto

**INV_SLU_SLV:**

Momento a filo piedritti

N_{Ed}	=	-879.9	kN
M_{Ed}	=	539.3	kNm
M_{Rd}	=	1118.0	kNm
F.S.	=	2.07	-

Verificato

Momento in campata

N_{Ed}	=	-745.9	kN
M_{Ed}	=	-460.2	kNm
M_{Rd}	=	-795.2	kNm
F.S.	=	1.73	-

Verificato

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
71 di 137**Verifiche stato tensionale****INV_SLE_R_SLD:**

Momento a filo piedritti

 $N_{Ed} = -765.5$ kN $M_{Ed} = 427.3$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -5.85$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²**Verificato**

tensioni di trazione nell'acciaio

 $\sigma_s = 104.7$ N/mm² $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²**Verificato**

Momento in campata

 $N_{Ed} = -581.3$ kN $M_{Ed} = -349.2$ kNm

tensioni di compressione nel

 $\sigma_{c,max} = -5.11$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²**Verificato**

tensioni di trazione nell'acciaio

 $\sigma_s = 131.2$ N/mm² $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²**Verificato****Verifiche stato tensionale****INV_SLE_QP:**

Momento a filo piedritti

 $N_{Ed} = -640.3$ kN $M_{Ed} = 371.3$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -5.09$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²**Verificato**

Momento in campata

 $N_{Ed} = -554.7$ kN $M_{Ed} = -284.4$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -4.11$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²**Verificato**

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

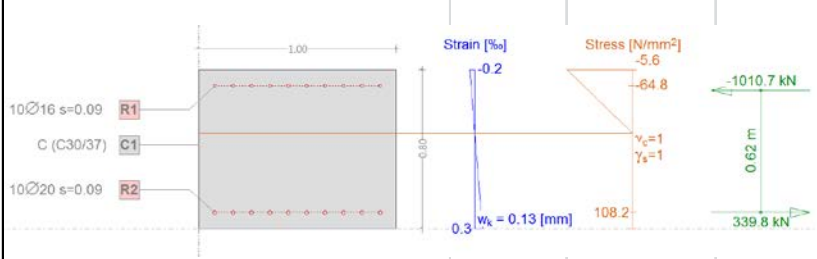
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
72 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R

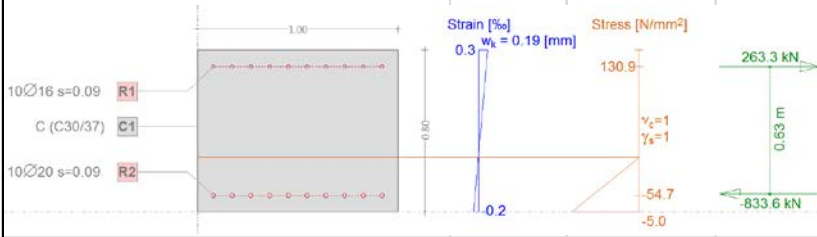


Momento a filo piedritti	
$N_{Ed} =$	-671.5 kN
$M_{Ed} =$	408.7 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.13 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.32 m
d	0.72 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.07 m	$h_{c,eff}$	0.16 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	160108 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
$\alpha_{e, (E_s/E_c)}$	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	408.7 kNm
A_s (in tension surface)	3142 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	108.2 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	20 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.317 o/oo
ρ_{eff}	1.962 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.41 m
		Crack width w_k (7.8)	0.13 mm



Momento in campata	
$N_{Ed} =$	-570.6 kN
$M_{Ed} =$	-344.7 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.19 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.27 m
d	0.72 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.07 m	$h_{c,eff}$	0.18 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	177180 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
$\alpha_{e, (E_s/E_c)}$	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	-344.7 kNm
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	131.0 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.383 o/oo
ρ_{eff}	1.135 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.48 m
		Crack width w_k (7.8)	0.19 mm

12.2.2 Fondazione – lato lungo**Sezione di calcolo:****F, lato lungo**

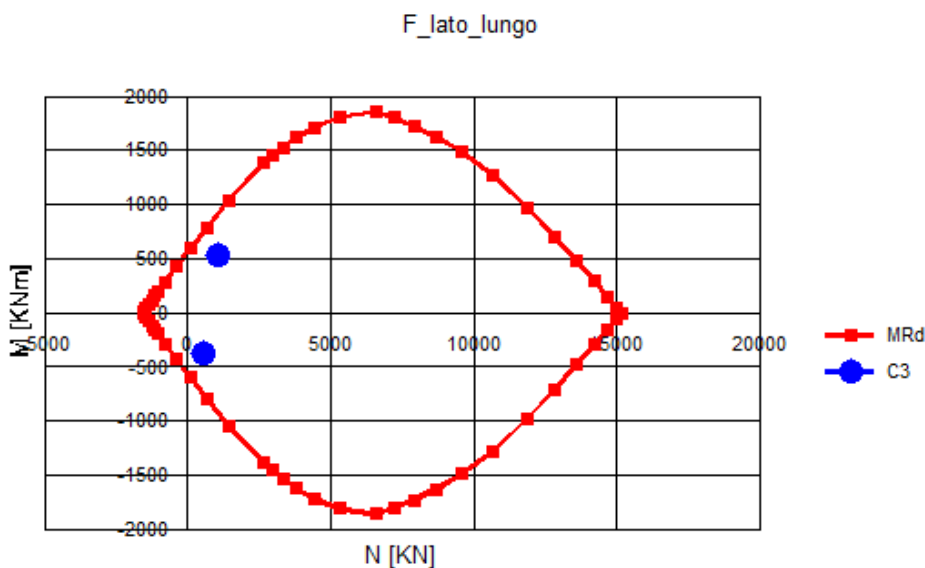
Geometria della sezione			
Base	b	1000	mm
Altezza	h	800	mm
Altezza utile	d	740	mm
Area	Ac	800000	mm ²
Copriferro	c	40	mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	60	mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	60	mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5	-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0	MPa
Diametro barre secondarie	Φ	0	mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato
Numero barre	n.	10	0
Diametro barre	Φ	16	0
Diametro equivalente	Φ	16	
Area strato	As	2010.6	mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.272	%
Armatura superiore		1°strato	2°strato
Numero barre	n.	10	0
Diametro barre	Φ	16	0
Diametro equivalente	Φ	16	
Area strato	As	2010.6	mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.272	%
Armatura a taglio			
Numero bracci	nb	5	-
Diametro staffe	Φ	12	mm
Passo longitudinale	s	200	mm
inclinazione	α	90	1.571 rad
Area staffe/mm	Asw/s	2.827	mm ² /mm

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
74 di 137

Azioni interne di verifica		N_{Ed}	V_{Ed}				
INV_SLU_SLV		kN	kN				
vz min		-686.9	782.6				
vz max		-909.9	749.2				
Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)		vz min			vz max		
Coefficiente k	k	1.52	-		k	1.52	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v_{min}	0.35920352		MPa	v_{min}	0.359204	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.858625		MPa	σ_{cp}	1.137375	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0027			ρ_l	0.0027	
Resistenza a taglio del solo cls	$V_{rd,c}$	366.9		kN	$V_{rd,c}$	397.9	kN
Resistenza minima	$V_{rd,c,min}$	361.1		kN	$V_{rd,c,min}$	392.1	kN
Resistenza al taglio	V_{Rd}	366.9		kN	V_{Rd}	397.9	kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	782.6		kN	V_{Ed}	749.2	kN
				E' richiesta armatura trasversale a taglio		E' richiesta armatura trasversale a taglio	
Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)							
Inclinazione armatura a taglio	$\cot\alpha$	0.0			$\cot\alpha$	0.0	
Inclinazione bielle compresse	θ	35	0.61	rad	θ	35	0.61 rad
Inclinazione bielle compresse	$\cot\theta$	1.43			$\cot\theta$	1.43	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450		MPa	f_{yk}	450	MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1.15		-	γ_s	1.15	-
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3		MPa	f_{yd}	391.3	MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f'_{cd}	8.5		MPa	f'_{cd}	8.5	MPa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.05		-	σ_{cp}/f_{cd}	0.07	-
Coefficiente maggiorativo	α_c	1.05		-	α_c	1.07	-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'	V_{Rsd}	1052.3		kN	V_{Rsd}	1052.3	kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione'	V_{Rcd}	2794.1		kN	V_{Rcd}	2837.8	kN
Resistenza al taglio di progetto	V_{Rd}	1052.3		kN	V_{Rd}	1052.3	kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	782.6		kN	V_{Ed}	749.2	kN
				Verificato	F.S.	1.34	Verificato
						F.S.	1.40

Verifica di resistenza a presso-flessione



INV_SLU_SLV:

Momento a filo piedritti

N_{Ed}	=	-1056.7	kN
M_{Ed}	=	539.9	kNm
M_{Rd}	=	921.0	kNm
F.S.		1.71	-

Verificato

Momento in campata

N_{Ed}	=	-530	kN
M_{Ed}	=	-372.6	kNm
M_{Rd}	=	-745.0	kNm
F.S.		2.00	-

Verificato

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
75 di 137**Verifiche stato tensionale**

INV_SLE_R_SLD:

Momento a filo piedritti	
$N_{Ed} =$	-837.9 kN
$M_{Ed} =$	429.6 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	tensioni di trazione nell'acciaio
$\sigma_{c,max} =$	$\sigma_s =$
-6.29 N/mm ²	134.9 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	$\sigma_{s,lim} =$
-16.5 N/mm ²	337.5 N/mm ²
Verificato	Verificato
Momento in campata	
$N_{Ed} =$	-396.2 kN
$M_{Ed} =$	-282.1 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	tensioni di trazione nell'acciaio
$\sigma_{c,max} =$	$\sigma_s =$
-4.18 N/mm ²	117.8 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	$\sigma_{s,lim} =$
-16.5 N/mm ²	337.5 N/mm ²
Verificato	Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Momento a filo piedritti	
$N_{Ed} =$	-664.6 kN
$M_{Ed} =$	347.3 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	
$\sigma_{c,max} =$	-5.09 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	-12 N/mm ²
Verificato	
Momento in campata	
$N_{Ed} =$	-398.2 kN
$M_{Ed} =$	-232.7 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	
$\sigma_{c,max} =$	-3.43 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	-12 N/mm ²
Verificato	

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

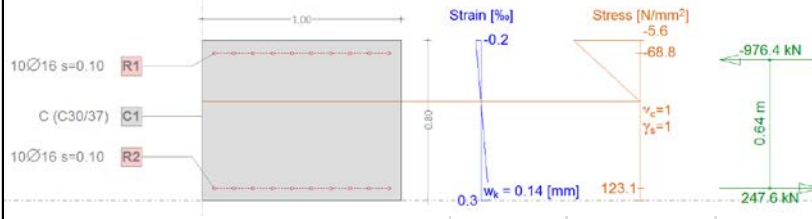
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
76 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R

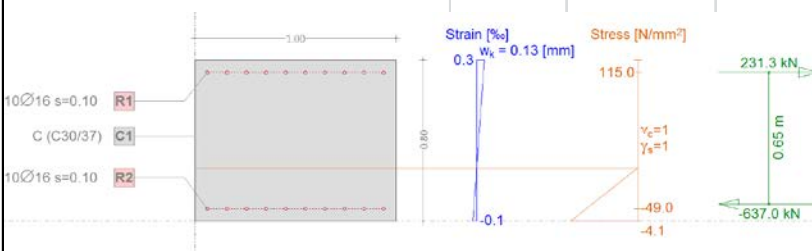


Momento a filo piedritti	
$N_{Ed} =$	729.2 kN
$M_{Ed} =$	380.4 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.14 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.30 m
d	0.74 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.16 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	155000 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
$\alpha_E (E_s/E_c)$	6.212	Duration of load k_t	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Moment	380.4 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	Stress in reinforcement σ_s	123.1 N/mm ²
ρ_{eff}	1.297 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.360 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.39 m
		Crack width w_k (7.8)	0.14 mm



Momento in campata	
$N_{Ed} =$	406.1 kN
$M_{Ed} =$	-279.4 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.13 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.26 m
d	0.74 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.16 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	155000 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
$\alpha_E (E_s/E_c)$	6.212	Duration of load k_t	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Moment	-279.4 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	Stress in reinforcement σ_s	115.0 N/mm ²
ρ_{eff}	1.297 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.337 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.39 m
		Crack width w_k (7.8)	0.13 mm

12.2.3 Muri – lato lungo (direzione verticale)

Sezione di calcolo:

M, lato lungo, verticali

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	800		mm
Altezza utile	d	738		mm
Area	Ac	800000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	62		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	62		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	0		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	20	0	
Diametro equivalente	Φ	20		
Area strato	As	3141.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.426		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	5	0	
Diametro barre	Φ	20	0	
Diametro equivalente	Φ	20		
Area strato	As	1570.8		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.213		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	5		-
Diametro staffe	Φ	12		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	2.827		mm ² /mm

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA

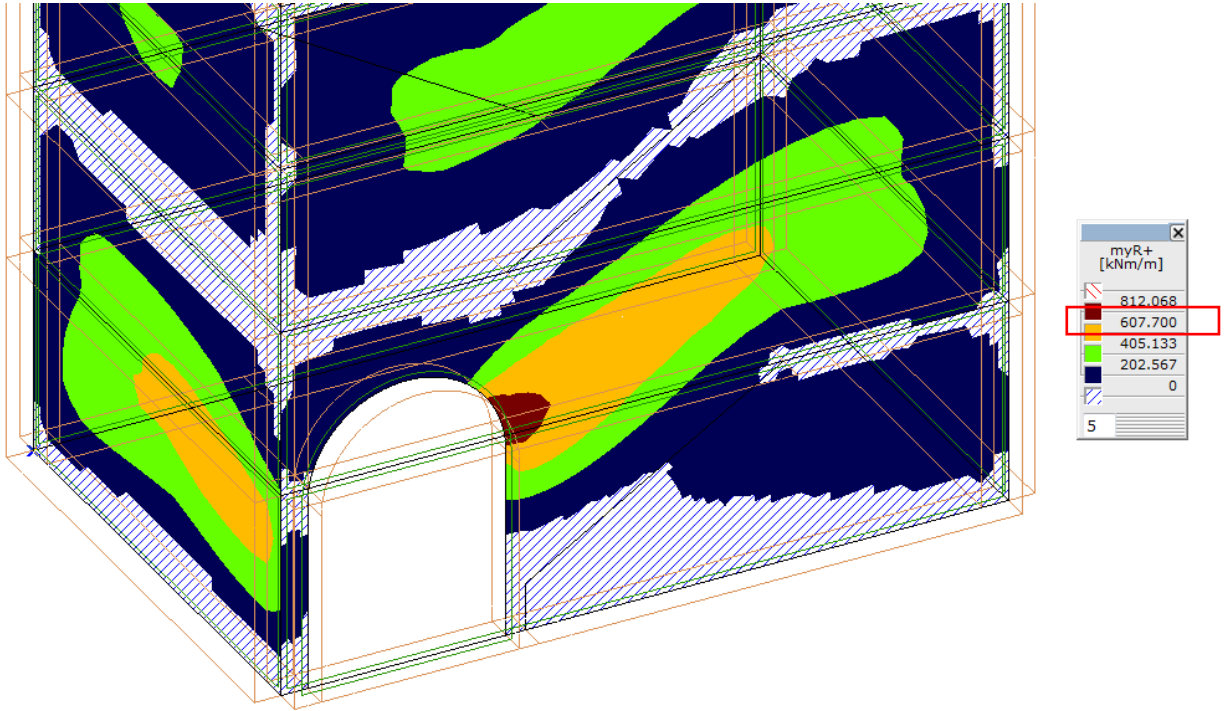


Doc. N.

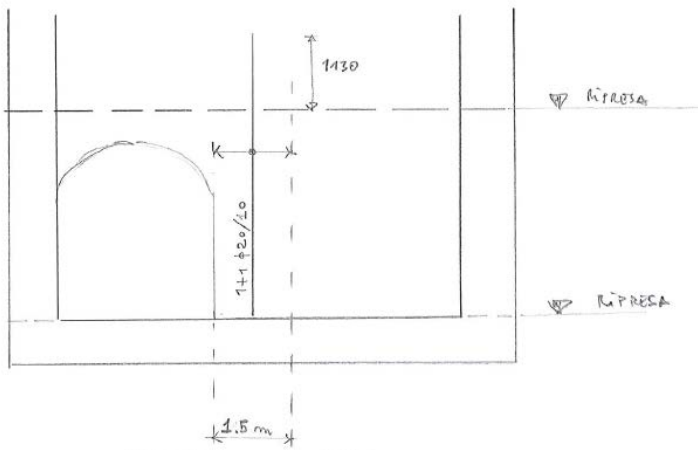
Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
78 di 137

<u>Azioni interne di verifica</u>	N_{Ed}	V_{Ed}					
INV_SLU_SLV	kN	kN					
vyz min	-903.8	1340.1					
vyz max	211.0	1455.6					
<u>Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)</u>	vyz min			vyz max			
Coefficiente k	k	1.52	-		k	1.52	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	vmin	0.359453	108	MPa	vmin	0.359453	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	1.12975		MPa	σ_{cp}	0	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0043			ρ_l	0.0043	
Resistenza a taglio del solo cls	Vrd,c	439.8		kN	Vrd,c	314.8	kN
Resistenza minima	Vrd,c,min	390.3		kN	Vrd,c,min	265.3	kN
Resistenza al taglio	V_{Rd}	439.8		kN	V_{Rd}	314.8	kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	1340.1		kN	V_{Ed}	1455.6	kN
	E' richiesta armatura trasversale a taglio			E' richiesta armatura trasversale a taglio			
<u>Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)</u>							
Inclinazione armatura a taglio	$\cot\alpha$	0.0			$\cot\alpha$	0.0	
Inclinazione bielle compresse	θ	21.8	0.38	rad	θ	21.8	0.38 rad
Inclinazione bielle compresse	$\cot\theta$	2.50			$\cot\theta$	2.50	
Tensione caratteristica di snervamento	fyk	450		MPa	fyk	450	MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1.15		-	γ_s	1.15	-
Resistenza di calcolo acciaio	fyd	391.3		MPa	fyd	391.3	MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f'cd	8.5		MPa	f'cd	8.5	MPa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.07		-	σ_{cp}/f_{cd}	0.00	-
Coefficiente maggiorativo	α_c	1.07		-	α_c	1.00	-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'	V_{Rsd}	1837.3		kN	V_{Rsd}	1837.3	kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione'	V_{Rcd}	2076.1		kN	V_{Rcd}	1946.7	kN
Resistenza al taglio di progetto	V_{Rd}	1837.3		kN	V_{Rd}	1837.3	kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	1340.1		kN	V_{Ed}	1455.6	kN
	Verificato		F.S.		Verificato		F.S.
							1.26

In corrispondenza dell'apertura del cunicolo di collegamento, si registra una concentrazione di momento flettente che tende le fibre sul lato interno del vano scale, come identificato nell'immagine seguente:



Come misura si prevede di 'infiltrare' i ferri verticali sul lato interno per una regione di estensione pari a circa 1.5m dall'apertura.



IN CORRISPONDENZA DELL'APERTURA CUNICOLO
ARMATURA VERTICALE DUE PARETI PIÙ FITTE:
1 ϕ 20/10 LATO ESTERNO
1 ϕ 20/10 LATO INTERNO

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

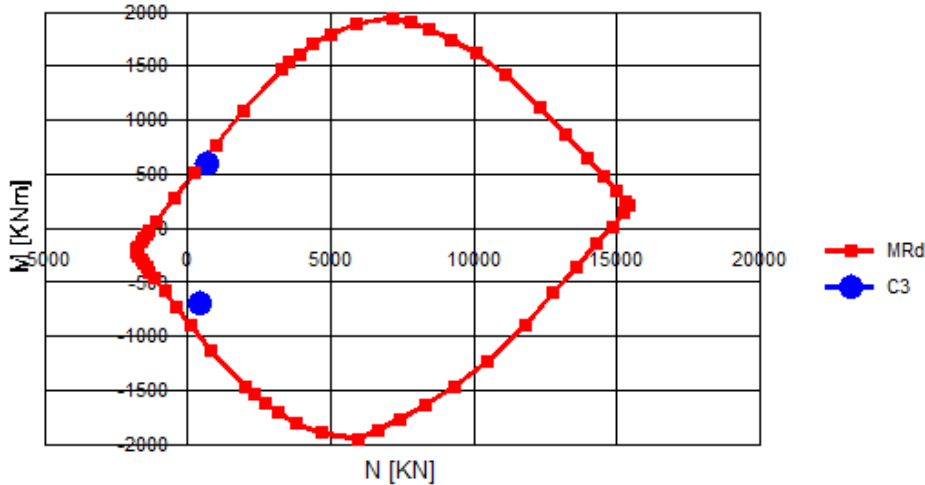
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
80 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

M_lungo_v



INV_SLU_SLV:

Tensione lato terra

N_{Ed}	=	-434.6	kN
M_{Ed}	=	-685.7	kNm
M_{Rd}	=	-1008.0	kNm
F.S.		1.47	-

Verificato

Tensione lato interno

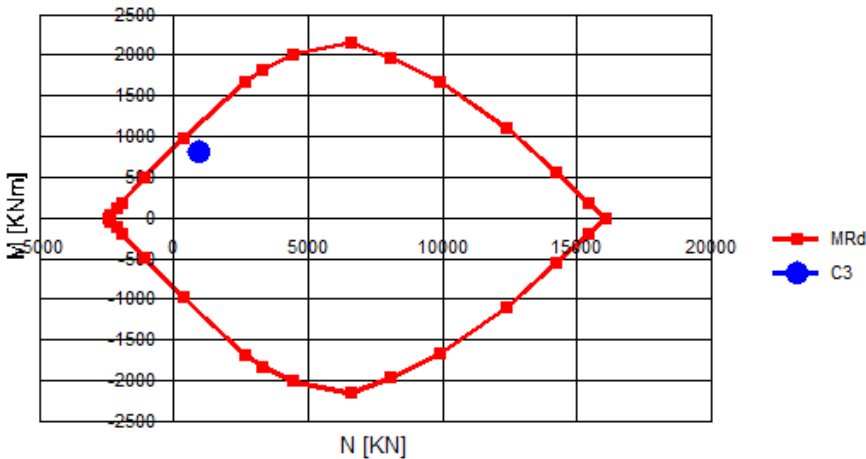
N_{Ed}	=	-679.3	kN
M_{Ed}	=	607.7	kNm
M_{Rd}	=	676.8	kNm
F.S.		1.11	-

Verificato

Verifica di resistenza a presso-flessione

concentrazione di sforzi in corrispondenza dell'apertura cunicolo

M_lungo_v_cunicolo



INV_SLU_SLV:

Tensione lato interno

N_{Ed}	=	-945.3	kN
M_{Ed}	=	812.1	kNm
M_{Rd}	=	1179.0	kNm
F.S.		1.45	-

Verificato

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
81 di 137**Verifiche stato tensionale****INV_SLE_R_SLD:**

Tensione lato terra

 $N_{Ed} = -469.6$ kN $M_{Ed} = -536.5$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

 $\sigma_{c,max} = -7.08$ N/mm² $\sigma_s = 189.5$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm² $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²**Verificato****Verificato**

Tensione lato interno

 $N_{Ed} = -600.4$ kN $M_{Ed} = 429.0$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

 $\sigma_{c,max} = -6.48$ N/mm² $\sigma_s = 221.7$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm² $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²**Verificato****Verificato****Verifiche stato tensionale****INV_SLE_QP:**

Tensione lato terra

 $N_{Ed} = -460.8$ kN $M_{Ed} = -409.3$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -5.45$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²**Verificato**

Tensione lato interno

 $N_{Ed} = -582$ kN $M_{Ed} = 332.1$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -4.94$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²**Verificato**

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

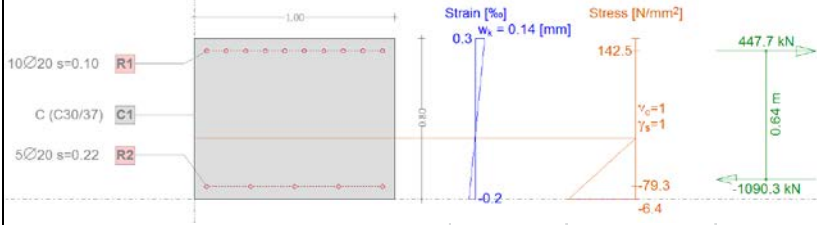
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
82 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

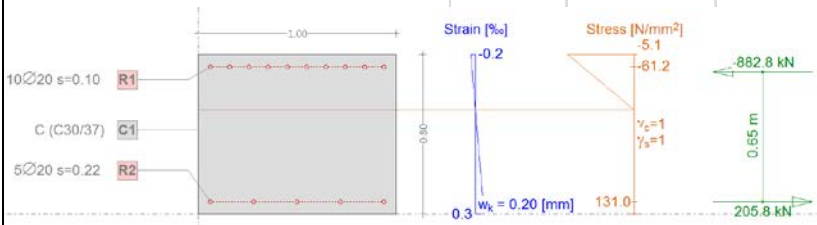
INV_SLE_R



Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.30 m
d	0.74 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.16 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	155000 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
α_e (E_s/E_c)	6.212	Duration of load k_1	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	3142 mm ²	Moment	-481.8 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	20 mm	Stress in reinforcement σ_s	142.5 N/mm ²
ρ_{eff}	2.027 o/o	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	0.417 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.34 m
		Crack width w_k (7.8)	0.14 mm

Tensione lato terra	
$N_{Ed} =$	-643.2 kN
$M_{Ed} =$	-481.8 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.14 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	



Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.28 m
d	0.74 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.16 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	155000 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
α_e (E_s/E_c)	6.212	Duration of load k_1	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	1571 mm ²	Moment	346.7 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	20 mm	Stress in reinforcement σ_s	131.0 N/mm ²
ρ_{eff}	1.013 o/o	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ (7.9)	0.383 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.51 m
		Crack width w_k (7.8)	0.20 mm

Tensione lato interno	
$N_{Ed} =$	-677.5 kN
$M_{Ed} =$	346.7 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.20 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Doc. N.

Progetto
INOR

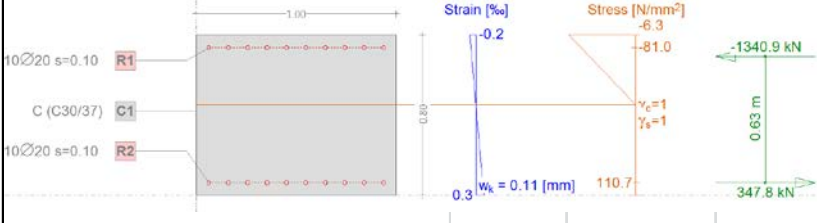
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
83 di 137

concentrazione di sforzi in corrispondenza dell'apertura cunicolo



Tensione lato interno	
$N_{Ed} =$	-993.6 kN
$M_{Ed} =$	511.5 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.11 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.35 m
d	0.74 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.15 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	150809 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
$\alpha_E (E_t/E_c)$	6.212	Duration of load k_t	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	3142 mm ²	Moment	511.5 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	20 mm	Stress in reinforcement σ_s	110.7 N/mm ²
ρ_{eff}	2.083 o/o	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} (7.9)$	0.324 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max} (7.11)$	0.34 m
		Crack width $w_k (7.8)$	0.11 mm

12.2.4 Muri – lato corto (direzione verticale)**Sezione di calcolo:****M, lato corto, verticali**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	800		mm
Altezza utile	d	738		mm
Area	Ac	800000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	62		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	62		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c	γ_c	1.5		-
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	0		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	20	0	
Diametro equivalente	Φ	20		
Area strato	As	3141.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.426		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	5	0	
Diametro barre	Φ	20	0	
Diametro equivalente	Φ	20		
Area strato	As	1570.8		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.213		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	5		-
Diametro staffe	Φ	12		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	2.827		mm ² /mm

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
85 di 137

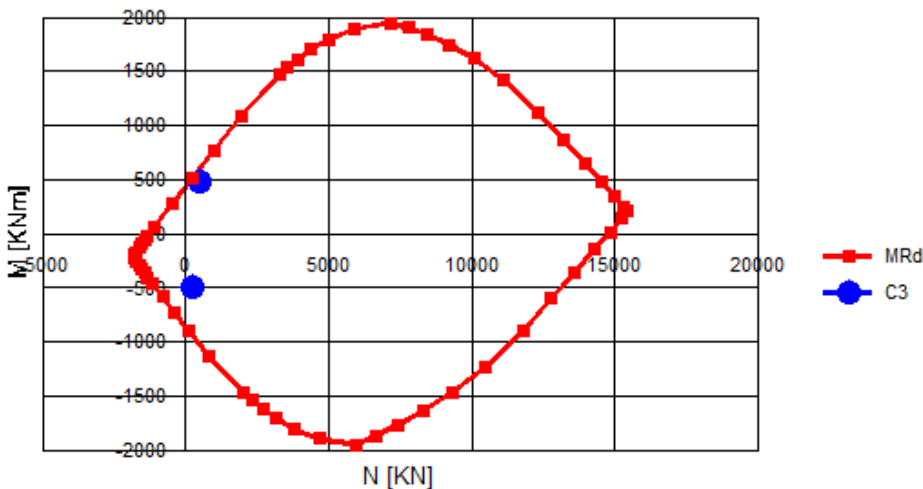
Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
v _{yz} min	-762.8	1050.1
v _{yz} max	-788.5	760.9

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)	v _{yz} min			v _{yz} max		
	Coefficiente k	k	1.52	-	k	1.52
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.359453108	MPa	v _{min}	0.359453	MPa
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0.9535	MPa	σ _{cp}	0.985625	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l	0.0043		ρ _l	0.0043	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{r,d,c}	420.3	kN	V _{r,d,c}	423.9	kN
Resistenza minima	V _{r,d,c,min}	370.8	kN	V _{r,d,c,min}	374.4	kN
Resistenza al taglio	V_{Rd}	420.3	kN	V_{Rd}	423.9	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	1050.1	kN	V _{Ed}	760.9	kN
	E' richiesta armatura trasversale a taglio			E' richiesta armatura trasversale a taglio		

Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)						
Inclinazione armatura a taglio	cotα	0.0		cotα	0.0	
Inclinazione bielle compresse	θ	21.8	0.38 rad	θ	21.8	0.38 rad
Inclinazione bielle compresse	cotθ	2.50		cotθ	2.50	
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	450	MPa	f _{yk}	450	MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ _s	1.15	-	γ _s	1.15	-
Resistenza di calcolo acciaio	f _{yd}	391.3	MPa	f _{yd}	391.3	MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f'cd	8.5	MPa	f'cd	8.5	MPa
	σ _{cp} /f _{cd}	0.06	-	σ _{cp} /f _{cd}	0.06	-
Coefficiente maggiorativo	α _c	1.06	-	α _c	1.06	-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'	V _{Rsd}	1837.3	kN	V _{Rsd}	1837.3	kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione'	V _{Rcd}	2055.9	kN	V _{Rcd}	2059.6	kN
Resistenza al taglio di progetto	V_{Rd}	1837.3	kN	V_{Rd}	1837.3	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	1050.1	kN	V _{Ed}	760.9	kN
	Verificato	F.S.	1.75	Verificato	F.S.	2.41

Verifica di resistenza a presso-flessione

M_corto_v



INV_SLU_SLV:

Tensione lato terra	
N _{Ed} =	-253.3 kN
M _{Ed} =	-500.1 kNm
M _{Rd} =	-947.8 kNm
F.S.	1.90 -
Verificato	

Tensione lato interno	
N _{Ed} =	-490.9 kN
M _{Ed} =	476.8 kNm
M _{Rd} =	612.9 kNm
F.S.	1.29 -
Verificato	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
86 di 137**Verifiche stato tensionale****INV_SLE_R_SLD:**

Tensione lato terra

 $N_{Ed} = -731.6$ kN $M_{Ed} = -404$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

 $\sigma_{c,max} = -5.47$ N/mm² $\sigma_s = 96.17$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm² $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²**Verificato****Verificato**

Tensione lato interno

 $N_{Ed} = -436.5$ kN $M_{Ed} = 351.1$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

 $\sigma_{c,max} = -5.32$ N/mm² $\sigma_s = 196.5$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm² $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²**Verificato****Verificato****Verifiche stato tensionale****INV_SLE_QP:**

Tensione lato terra

 $N_{Ed} = -596.7$ kN $M_{Ed} = -326.5$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -4.42$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²**Verificato**

Tensione lato interno

 $N_{Ed} = -402.1$ kN $M_{Ed} = 264.9$ kNmtensioni di compressione nel
calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -3.98$ N/mm² $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²**Verificato**

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

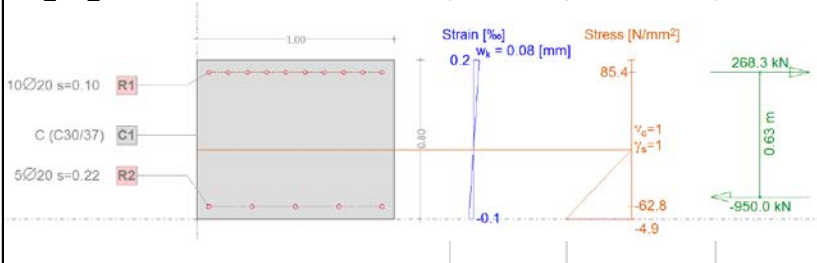
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
87 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R

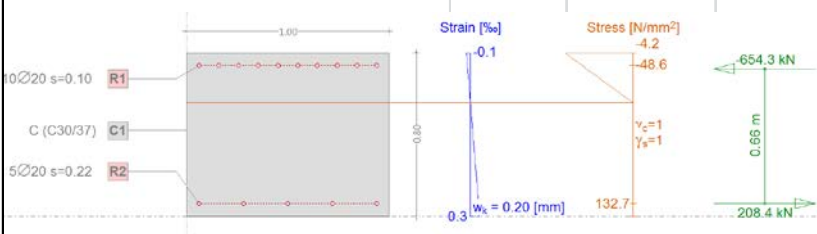


Tensione lato terra	
$N_{Ed} =$	-682.1 kN
$M_{Ed} =$	-365.4 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.08 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.35 m
d	0.74 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.15 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	150482 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	3142 mm ²	Moment	-365.4 kNm
Diameter \varnothing_{Bq}	20 mm	Stress in reinforcement σ_s	85.4 N/mm ²
ρ_{eff}	2.088 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.250 o/o
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.34 m
		Crack width w_k (7.8)	0.08 mm



Tensione lato interno	
$N_{Ed} =$	-446.1 kN
$M_{Ed} =$	281.9 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.20 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.24 m
d	0.74 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.16 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	155000 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	1571 mm ²	Moment	281.9 kNm
Diameter \varnothing_{Bq}	20 mm	Stress in reinforcement σ_s	132.7 N/mm ²
ρ_{eff}	1.013 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.388 o/o
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.51 m
		Crack width w_k (7.8)	0.20 mm

12.2.5 Muri – lato lungo (direzione orizzontale)**Sezione di calcolo:****M, lato lungo, orizzontali**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	800		mm
Altezza utile	d	720		mm
Area	Ac	800000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	80		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	80		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c	γ_c	1.5		-
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	20		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	16	0	
Diametro equivalente	Φ	16		
Area strato	As	2010.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.279		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	16	0	
Diametro equivalente	Φ	16		
Area strato	As	2010.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.279		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	5		-
Diametro staffe	Φ	12		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	2.827		mm ² /mm

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
90 di 137**Verifiche stato tensionale****INV_SLE_R_SLD:**

Tensione lato terra

$N_{Ed} = -925.2 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -345.9 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = -5.09 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 71.24 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -16.5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s,lim} = 337.5 \text{ N/mm}^2$

Verificato**Verificato**

Tensione lato interno

$N_{Ed} = -409.6 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 345.6 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = -5.39 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 166 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -16.5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s,lim} = 337.5 \text{ N/mm}^2$

Verificato**Verificato****Verifiche stato tensionale****INV_SLE_QP:**

Tensione lato terra

$N_{Ed} = -727.4 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -278.1 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -4.11 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -12 \text{ N/mm}^2$

Verificato

Tensione lato interno

$N_{Ed} = -422.7 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 266.6 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -4.13 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -12 \text{ N/mm}^2$

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

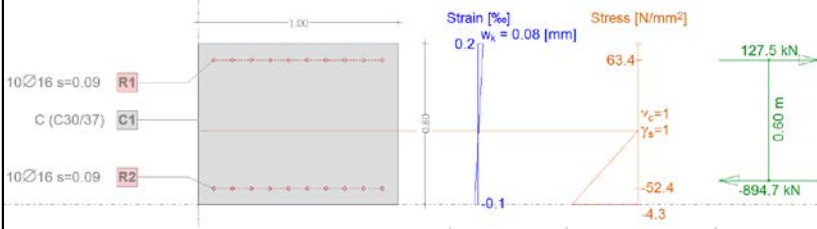
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
91 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R

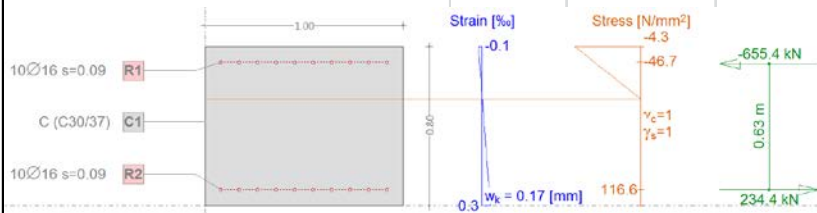


Tensione lato terra	
$N_{Ed} =$	-767.5 kN
$M_{Ed} =$	-292.8 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.08 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.37 m
d	0.72 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.07 m	$h_{c,eff}$	0.14 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	143468 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
$\alpha_{e, (E_s/E_c)}$	6.212	Duration of load k_t	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Moment	-292.8 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	Stress in reinforcement σ_s	63.4 N/mm ²
ρ_{eff}	1.401 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.186 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.44 m
		Crack width w_k (7.8)	0.08 mm



Tensione lato interno	
$N_{Ed} =$	-421.4 kN
$M_{Ed} =$	280.5 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.17 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.26 m
d	0.72 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.07 m	$h_{c,eff}$	0.18 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	179026 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
$\alpha_{e, (E_s/E_c)}$	6.212	Duration of load k_t	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Moment	280.5 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	Stress in reinforcement σ_s	116.6 N/mm ²
ρ_{eff}	1.123 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.341 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.49 m
		Crack width w_k (7.8)	0.17 mm

12.2.6 Muri – lato corto (direzione orizzontale)**Sezione di calcolo:****M, lato corto, orizzontali**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	800		mm
Altezza utile	d	720		mm
Area	Ac	800000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	80		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	80		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c	γ_c	1.5		-
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	20		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	16	0	
Diametro equivalente	Φ	16		
Area strato	As	2010.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.279		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	16	0	
Diametro equivalente	Φ	16		
Area strato	As	2010.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.279		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	5		-
Diametro staffe	Φ	12		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	2.827		mm ² /mm

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
93 di 137

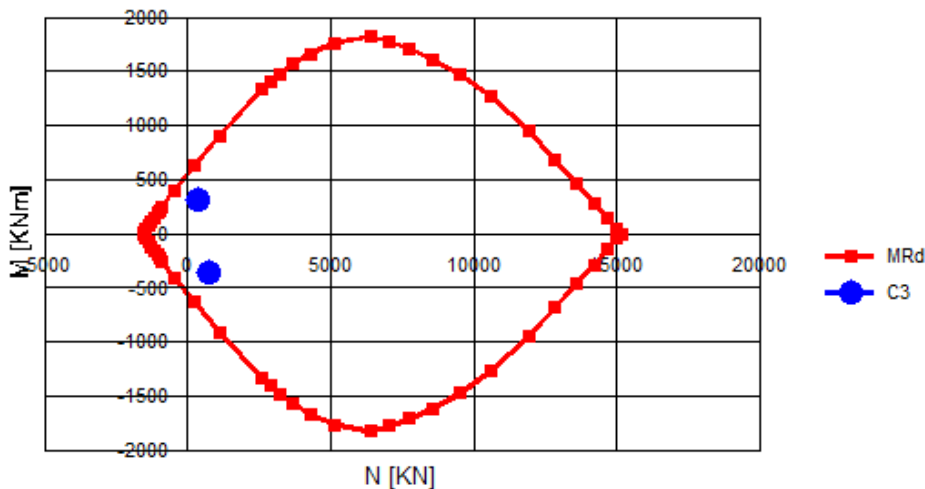
Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
vxz min	-470.8	972.7
vxz max	-647.9	894.7

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)	vxz min			vxz max		
	Coefficiente k	k	1.53	-	k	1.53
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.361748692	MPa	v _{min}	0.361749	MPa
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0.5885	MPa	σ _{cp}	0.809875	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l	0.0028		ρ _l	0.0028	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	331.5	kN	V _{rd,c}	355.4	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	324.0	kN	V _{rd,c,min}	347.9	kN
Resistenza al taglio	V_{Rd}	331.5	kN	V_{Rd}	355.4	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	972.7	kN	V _{Ed}	894.7	kN
	E' richiesta armatura trasversale a taglio			E' richiesta armatura trasversale a taglio		

Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)						
Inclinazione armatura a taglio	cotα	0.0		cotα	0.0	
Inclinazione bielle compresse	θ	21.8	0.38 rad	θ	21.8	0.38 rad
Inclinazione bielle compresse	cotθ	2.50		cotθ	2.50	
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	450	MPa	f _{yk}	450	MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ _s	1.15	-	γ _s	1.15	-
Resistenza di calcolo acciaio	f _{yd}	391.3	MPa	f _{yd}	391.3	MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f'cd	8.5	MPa	f'cd	8.5	MPa
	σ _{cp} /f _{cd}	0.03	-	σ _{cp} /f _{cd}	0.05	-
Coefficiente maggiorativo	α _c	1.03	-	α _c	1.05	-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'	V _{Rsd}	1792.5	kN	V _{Rsd}	1792.5	kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione'	V _{Rcd}	1965.0	kN	V _{Rcd}	1989.7	kN
Resistenza al taglio di progetto	V_{Rd}	1792.5	kN	V_{Rd}	1792.5	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	972.7	kN	V _{Ed}	894.7	kN
	Verificato	F.S.	1.84	Verificato	F.S.	2.00

Verifica di resistenza a presso-flessione

M_corto_o



INV_SLU_SLV:

Tensione lato terra	
N _{Ed} =	-719.6 kN
M _{Ed} =	-362 kNm
M _{Rd} =	-786.7 kNm
F.S.	2.17 -
Verificato	

Tensione lato interno	
N _{Ed} =	-372.1 kN
M _{Ed} =	322.5 kNm
M _{Rd} =	674.4 kNm
F.S.	2.09 -
Verificato	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
94 di 137**Verifiche stato tensionale****INV_SLE_R_SLD:**

Tensione lato terra	
$N_{Ed} =$	-570.2 kN
$M_{Ed} =$	-292.7 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	tensioni di trazione nell'acciaio
$\sigma_{c,max} =$	$\sigma_s =$
-4.47 N/mm ²	95.45 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	$\sigma_{s,lim} =$
-16.5 N/mm ²	337.5 N/mm ²
Verificato	Verificato
Tensione lato interno	
$N_{Ed} =$	-331.5 kN
$M_{Ed} =$	231.8 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	tensioni di trazione nell'acciaio
$\sigma_{c,max} =$	$\sigma_s =$
-3.6 N/mm ²	99.3 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	$\sigma_{s,lim} =$
-16.5 N/mm ²	337.5 N/mm ²
Verificato	Verificato

Verifiche stato tensionale**INV_SLE_QP:**

Tensione lato terra	
$N_{Ed} =$	-467.4 kN
$M_{Ed} =$	-240.3 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	tensioni di trazione nell'acciaio
$\sigma_{c,max} =$	$\sigma_s =$
-3.67 N/mm ²	95.45 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	$\sigma_{s,lim} =$
-12 N/mm ²	337.5 N/mm ²
Verificato	Verificato
Tensione lato interno	
$N_{Ed} =$	-297.7 kN
$M_{Ed} =$	164.1 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	tensioni di trazione nell'acciaio
$\sigma_{c,max} =$	$\sigma_s =$
-2.52 N/mm ²	99.3 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	$\sigma_{s,lim} =$
-12 N/mm ²	337.5 N/mm ²
Verificato	Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

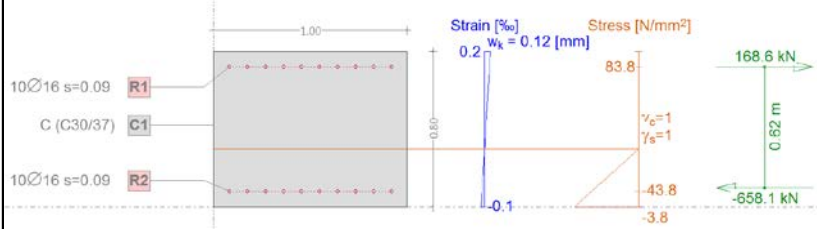
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
95 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

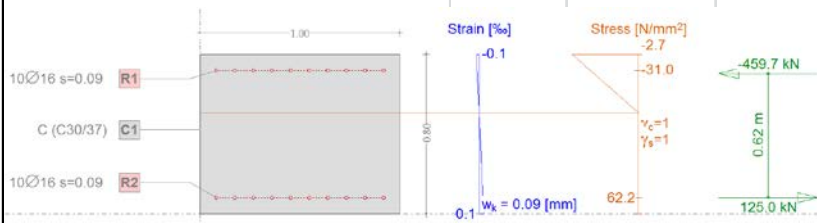
INV_SLE_R



Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.30 m
d	0.72 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.07 m	$h_{c,eff}$	0.17 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	166840 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_E (E_s/E_c)	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	-253.2 kNm
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	83.8 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.245 o/oo
ρ_{eff}	1.205 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.47 m
		Crack width w_k (7.8)	0.12 mm

Tensione lato terra	
N_{Ed} =	-489.8 kN
M_{Ed} =	-253.2 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
w_k =	0.12 mm
w_{lim} =	0.20 mm
Verificato	



Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.80 m	Compression zone (cracked) x_c	0.29 m
d	0.72 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.07 m	$h_{c,eff}$	0.17 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	169087 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_E (E_s/E_c)	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	180.1 kNm
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	62.2 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.182 o/oo
ρ_{eff}	1.189 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.47 m
		Crack width w_k (7.8)	0.09 mm

Tensione lato interno	
N_{Ed} =	-334.9 kN
M_{Ed} =	180.1 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
w_k =	0.09 mm
w_{lim} =	0.20 mm
Verificato	

12.2.7 Setto centrale (direzione verticale)**Sezione di calcolo:****Setto, verticali**

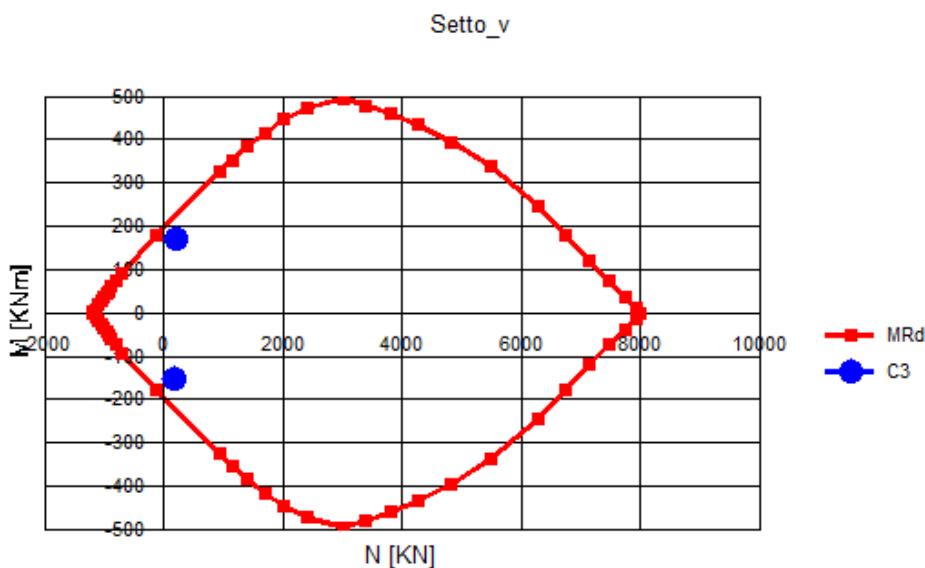
Geometria della sezione			
Base	b	1000	mm
Altezza	h	400	mm
Altezza utile	d	341	mm
Area	Ac	400000	mm ²
Copriferro	c	40	mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	59	mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	59	mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5	-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0	MPa
Diametro barre secondarie	Φ	0	mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato
Numero barre	n.	10	0
Diametro barre	Φ	14	0
Diametro equivalente	Φ	14	
Area strato	As	1539.4	mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.451	%
Armatura superiore		1°strato	2°strato
Numero barre	n.	10	0
Diametro barre	Φ	14	0
Diametro equivalente	Φ	14	
Area strato	As	1539.4	mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.451	%
Armatura a taglio			
Numero bracci	nb	5	-
Diametro staffe	Φ	12	mm
Passo longitudinale	s	200	mm
inclinazione	α	90	1.571 rad
Area staffe/mm	Asw/s	2.827	mm ² /mm

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
97 di 137

Azioni interne di verifica		N_{Ed}	V_{Ed}				
INV_SLU_SLV		kN	kN				
v _{yz} min		-28.9	702.1				
v _{yz} max		-400.1	650.3				
Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)		v _{yz} min			v _{yz} max		
Coefficiente k	k	1.77	-		k	1.77	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.449837382		MPa	v _{min}	0.449837	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.07225		MPa	σ_{cp}	1.00025	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0045			ρ_l	0.0045	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{r,d,c}	175.9		kN	V _{r,d,c}	223.4	kN
Resistenza minima	V _{r,d,c,min}	157.1		kN	V _{r,d,c,min}	204.6	kN
Resistenza al taglio	V_{Rd}	175.9		kN	V_{Rd}	223.4	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	702.1		kN	V _{Ed}	650.3	kN
				E' richiesta armatura trasversale a taglio		E' richiesta armatura trasversale a taglio	
Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)							
Inclinazione armatura a taglio	cot α	0.0			cot α	0.0	
Inclinazione bielle compresse	θ	21.8	0.38	rad	θ	21.8	0.38 rad
Inclinazione bielle compresse	cot θ	2.50			cot θ	2.50	
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	450		MPa	f _{yk}	450	MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1.15		-	γ_s	1.15	-
Resistenza di calcolo acciaio	f _{yd}	391.3		MPa	f _{yd}	391.3	MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f' _{cd}	8.5		MPa	f' _{cd}	8.5	MPa
	σ_{cp}/f'_{cd}	0.00		-	σ_{cp}/f'_{cd}	0.06	-
Coefficiente maggiorativo	α_c	1.00		-	α_c	1.06	-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'	V _{Rsd}	848.9		kN	V _{Rsd}	848.9	kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione'	V _{Rcd}	903.3		kN	V _{Rcd}	952.4	kN
Resistenza al taglio di progetto	V_{Rd}	848.9		kN	V_{Rd}	848.9	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	702.1		kN	V _{Ed}	650.3	kN
				Verificato	F.S.	1.21	Verificato
						F.S.	1.31

Verifica di resistenza a presso-flessione



INV_SLU_SLV:

Momento positivo

N_{Ed}	=	-188.7	kN
M_{Ed}	=	172.4	kNm
M_{Rd}	=	222.8	kNm
F.S.		1.29	-

Verificato

Momento negativo

N_{Ed}	=	-183.2	kN
M_{Ed}	=	-153.5	kNm
M_{Rd}	=	-222.0	kNm
F.S.		1.45	-

Verificato

Verifiche stato tensionale**INV_SLE_R_SLD:**

Momento positivo

$N_{Ed} = -214.9 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 120.2 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = -7.1 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 191.2 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -16.5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s,lim} = 337.5 \text{ N/mm}^2$

Verificato**Verificato**

Momento negativo

$N_{Ed} = -241.7 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -104.0 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = -6.14 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 148.7 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -16.5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s,lim} = 337.5 \text{ N/mm}^2$

Verificato**Verificato****Verifiche stato tensionale****INV_SLE_QP:**

Momento positivo

$N_{Ed} = -221.6 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 79.1 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -4.66 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -12 \text{ N/mm}^2$

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -249.1 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -71.4 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -4.17 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -12 \text{ N/mm}^2$

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

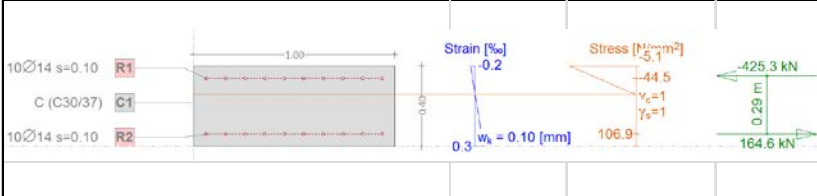
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
99 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

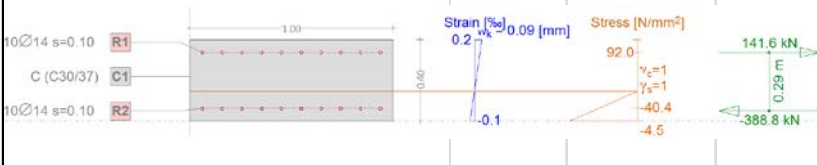
INV_SLE_R



Momento positivo	
$N_{Ed} =$	-260.9 kN
$M_{Ed} =$	86.6 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.10 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.14 m
d	0.34 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.09 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	85651 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_{e_1} (E_1/E_2)	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	86.6 kNm
A_s (in tension surface)	1539 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	106.9 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	14 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.313 o/oo
ρ_{eff}	1.797 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.32 m
		Crack width w_k (7.8)	0.10 mm



Momento negativo	
$N_{Ed} =$	-247.3 kN
$M_{Ed} =$	-77.6 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.09 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.15 m
d	0.34 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.06 m	$h_{c,eff}$	0.08 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	84579 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_{e_1} (E_1/E_2)	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	-77.6 kNm
A_s (in tension surface)	1539 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	92.0 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	14 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.269 o/oo
ρ_{eff}	1.820 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.32 m
		Crack width w_k (7.8)	0.09 mm

12.2.8 Setto centrale (direzione orizzontale)**Sezione di calcolo:****Setto, orizzontali**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	400		mm
Altezza utile	d	328		mm
Area	Ac	400000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	72		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	72		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	14		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.345		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.345		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	5		-
Diametro staffe	Φ	12		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	2.827		mm ² /mm

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
101 di 137

Azioni interne di verifica

	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
vxz min	28.0	285.9
vxz max	0.0	154.6

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)

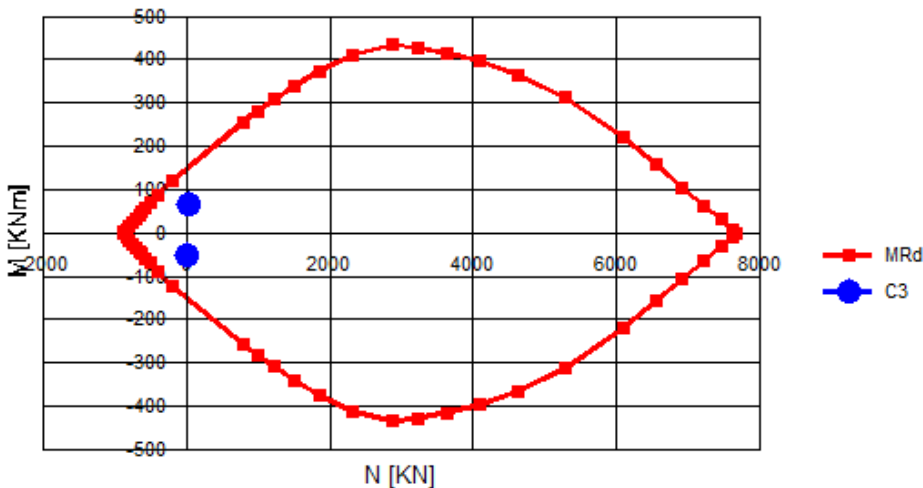
	vxz min			vxz max		
Coefficiente k	k	1.78	-	k	1.78	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.455592497	MPa	v _{min}	0.455592	MPa
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0	MPa	σ _{cp}	0	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l	0.0034		ρ _l	0.0034	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	152.7	kN	V _{rd,c}	152.7	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	149.4	kN	V _{rd,c,min}	149.4	kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	152.7	kN	V _{Rd}	152.7	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	285.9	kN	V _{Ed}	154.6	kN
	E' richiesta armatura trasversale a taglio			E' richiesta armatura trasversale a taglio		

Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)

Inclinazione armatura a taglio	cotα	0.0		cotα	0.0	
Inclinazione bielle compresse	θ	21.8	0.38 rad	θ	21.8	0.38 rad
Inclinazione bielle compresse	cotθ	2.50		cotθ	2.50	
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	450	MPa	f _{yk}	450	MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ _s	1.15	-	γ _s	1.15	-
Resistenza di calcolo acciaio	f _{yd}	391.3	MPa	f _{yd}	391.3	MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f'cd	8.5	MPa	f'cd	8.5	MPa
	σ _{cp} /f _{cd}	0.00	-	σ _{cp} /f _{cd}	0.00	-
Coefficiente maggiorativo	α _c	1.00	-	α _c	1.00	-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'	V _{Rsd}	816.6	kN	V _{Rsd}	816.6	kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione'	V _{Rcd}	865.2	kN	V _{Rcd}	865.2	kN
Resistenza al taglio di progetto	V _{Rd}	816.6	kN	V _{Rd}	816.6	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	285.9	kN	V _{Ed}	154.6	kN
	Verificato		F.S.	Verificato		F.S.
				2.86		5.28

Verifica di resistenza a presso-flessione

Setto_o



INV_SLU_SLV:

Momento positivo	
N _{Ed} =	44 kN
M _{Ed} =	65.9 kNm
M _{Rd} =	143.9 kNm
F.S.	2.18 -
Verificato	

Momento negativo	
N _{Ed} =	0 kN
M _{Ed} =	-52.6 kNm
M _{Rd} =	-149.9 kNm
F.S.	2.85 -
Verificato	

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Momento positivo

$N_{Ed} = 49.2 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 47.3 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = -3.51 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 166 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -16.5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s,lim} = 337.5 \text{ N/mm}^2$

Verificato**Verificato**

Momento negativo

$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -35.5 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = -2.64 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 107.3 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -16.5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{s,lim} = 337.5 \text{ N/mm}^2$

Verificato**Verificato****Verifiche stato tensionale**

INV_SLE_QP:

Momento positivo

$N_{Ed} = 51.7 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 32.4 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -2.39 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -12 \text{ N/mm}^2$

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = 7 \text{ kN}$

$M_{Ed} = -23.4 \text{ kNm}$

tensioni di compressione nel
calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -1.74 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{c,lim} = -12 \text{ N/mm}^2$

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

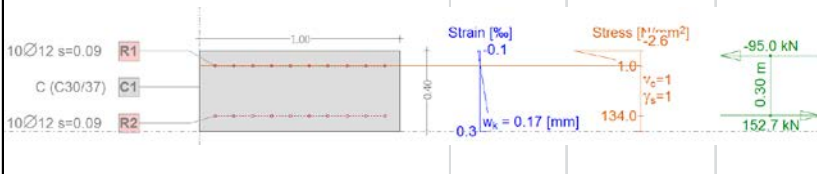
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
103 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

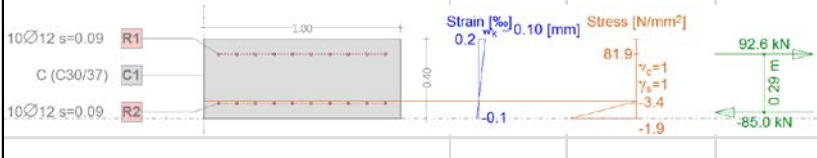
INV_SLE_R



Momento positivo	
$N_{Ed} =$	57.7 kN
$M_{Ed} =$	35.3 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.17 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.07 m
d	0.32 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.07 m	h_{ceff}	0.11 m
A_{ceff} Tension surface	108606 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
α_e (E_f/E_c)	6.212	Duration of load k_t	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	1131 mm ²	Moment	35.3 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	12 mm	Stress in reinforcement σ_s	134.0 N/mm ²
ρ_{eff}	1.041 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.392 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.43 m
		Crack width w_k (7.8)	0.17 mm



Momento negativo	
$N_{Ed} =$	7.5 kN
$M_{Ed} =$	-25.9 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.10 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.09 m
d	0.32 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.07 m	h_{ceff}	0.10 m
A_{ceff} Tension surface	104733 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
α_e (E_f/E_c)	6.212	Duration of load k_t	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	1131 mm ²	Moment	-25.9 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	12 mm	Stress in reinforcement σ_s	81.9 N/mm ²
ρ_{eff}	1.080 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.240 o/oo
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.43 m
		Crack width w_k (7.8)	0.10 mm

12.2.9 Rampe

Sezione di calcolo:

Rampe, longitudinale

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	250		mm
Altezza utile	d	195		mm
Area	Ac	250000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	55		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	55		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	10		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	10	0	
Diametro equivalente	Φ	10		
Area strato	As	785.4		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.403		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	10	0	
Diametro equivalente	Φ	10		
Area strato	As	785.4		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.403		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
v _{yz} min	-582.9	64.7
v _{yz} max	-153.9	50.1

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)	v _{yz} min				v _{yz} max			
	k				k			
Coefficiente k	k	2.00	-		k	2.00	-	
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.542217668		MPa	v _{min}	0.542218		MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	2.3316		MPa	σ_{cp}	0.6156		MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0040			ρ_l	0.0040		
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	175.6		kN	V _{rd,c}	125.4		kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	173.9		kN	V _{rd,c,min}	123.7		kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	175.6		kN	V _{rd}	125.4		kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	64.7		kN	V _{Ed}	50.1		kN
		Non è necessario armare a taglio				Non è necessario armare a taglio		

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

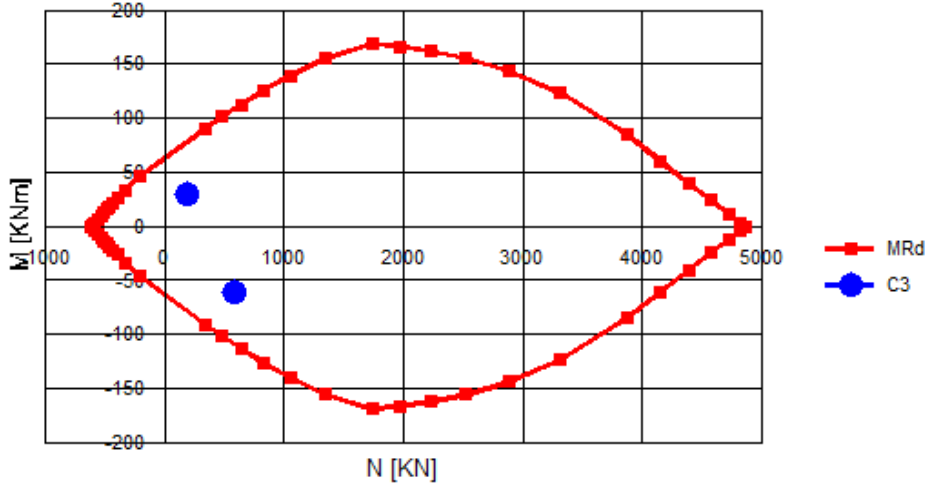
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
105 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

R_long



INV_SLU_SLV:

Momento positivo

N_{Ed}	=	-187.1 kN
M_{Ed}	=	30.3 kNm
M_{Rd}	=	78.6 kNm
F.S.	=	2.59 -

Verificato

Momento negativo

N_{Ed}	=	-582.1 kN
M_{Ed}	=	-61.6 kNm
M_{Rd}	=	-108.6 kNm
F.S.	=	1.76 -

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Momento positivo

N_{Ed}	=	-141.8 kN
M_{Ed}	=	21.6 kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max}$	=	-3.88 N/mm ²
$\sigma_{c,lim}$	=	-16.5 N/mm ²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

σ_s	=	66.63 N/mm ²
$\sigma_{s,lim}$	=	337.5 N/mm ²

Verificato

Momento negativo

N_{Ed}	=	-432.1 kN
M_{Ed}	=	-44.6 kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max}$	=	-7.37 N/mm ²
$\sigma_{c,lim}$	=	-16.5 N/mm ²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

σ_s	=	69.84 N/mm ²
$\sigma_{s,lim}$	=	337.5 N/mm ²

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Momento positivo

N_{Ed}	=	-136.7 kN
M_{Ed}	=	10.6 kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max}$	=	-1.65 N/mm ²
$\sigma_{c,lim}$	=	-12 N/mm ²

Verificato

Momento negativo

N_{Ed}	=	-330.5 kN
M_{Ed}	=	-26.3 kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max}$	=	-4.1 N/mm ²
$\sigma_{c,lim}$	=	-12 N/mm ²

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

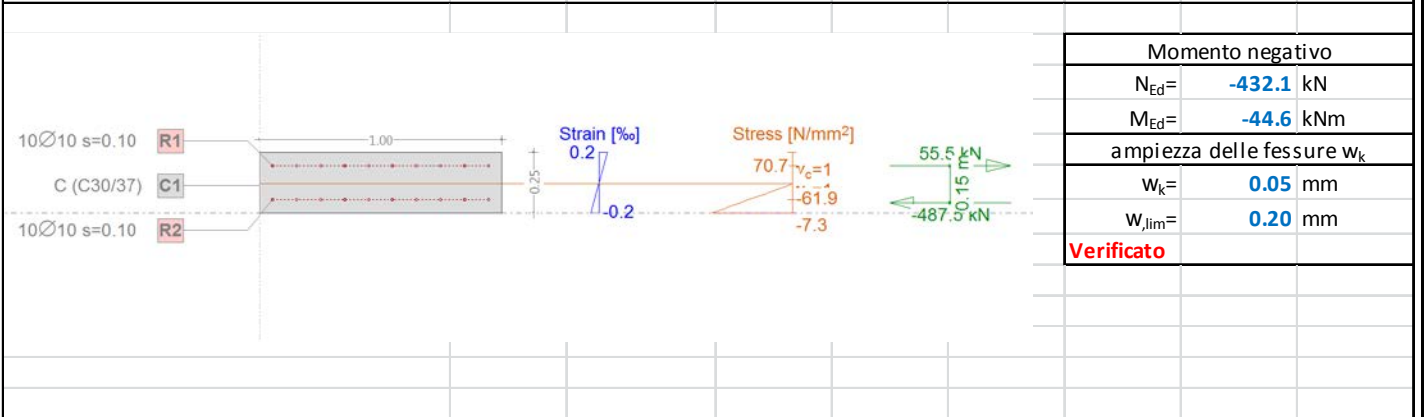
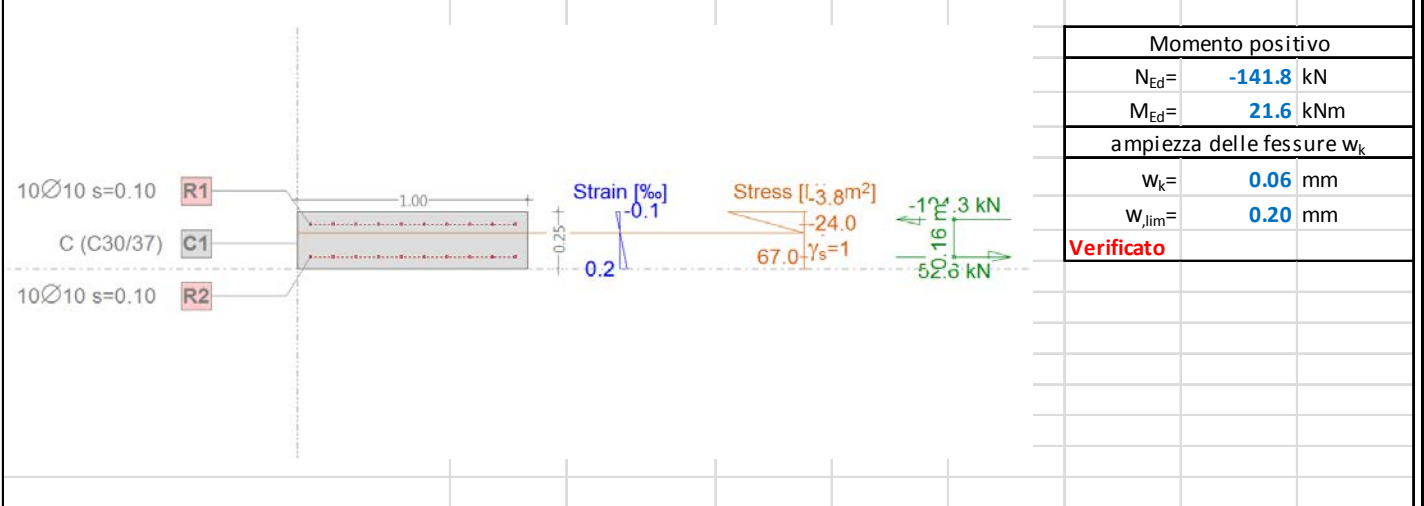
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
106 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R



12.2.10 Pianerottoli – lato lungo**Sezione di calcolo:****Pianerottolo, lato lungo**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	250		mm
Altezza utile	d	192		mm
Area	Ac	250000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	58		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	58		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	12		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.589		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.589		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

La verifica a taglio viene svolta alla distanza 'd' dall'incastro pianerottolo-setto centrale ed in corrispondenza del filo interno dei muri del vano scala.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
108 di 137

Azioni interne di verifica

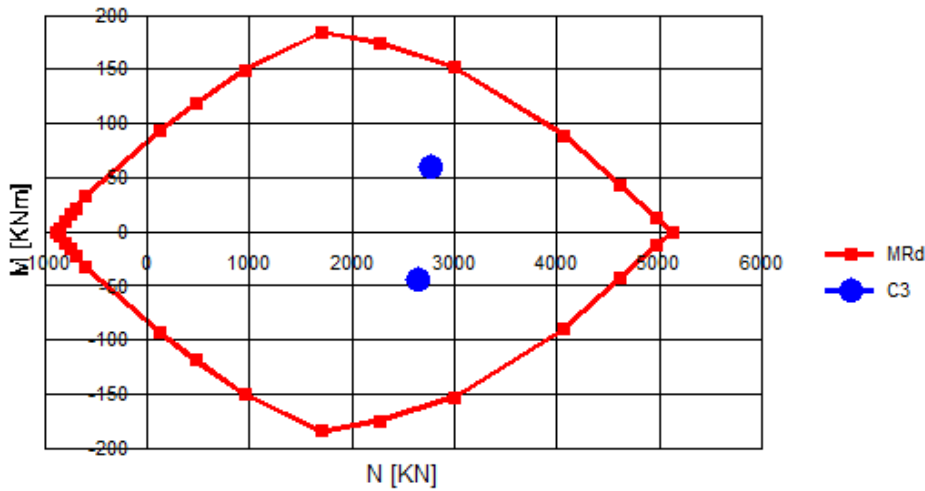
INV_SLU_SLV	N_{Ed} kN	V_{Ed} kN
vxz min	-1216.8	206.7
vxz max	-1095.4	209.4

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)

	vxz min			vxz max		
Coefficiente k	k	2.00	-	k	2.00	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v_{min}	0.542217668	MPa	v_{min}	0.542218	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	4.8672	MPa	σ_{cp}	4.3816	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0059		ρ_l	0.0059	
Resistenza a taglio del solo cls	$V_{rd,c}$	260.2	kN	$V_{rd,c}$	246.2	kN
Resistenza minima	$V_{rd,c,min}$	244.3	kN	$V_{rd,c,min}$	230.3	kN
Resistenza al taglio	V_{Rd}	260.2	kN	V_{rd}	246.2	kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	206.7	kN	V_{Ed}	209.4	kN
	Non è necessario armare a taglio			Non è necessario armare a taglio		

Verifica di resistenza a presso-flessione

P_lungo



INV_SLU_SLV:

Momento positivo

N_{Ed}	=	-2770	kN
M_{Ed}	=	59.5	kNm
M_{Rd}	=	160.7	kNm
F.S.	=	2.70	-

Verificato

Momento negativo

N_{Ed}	=	-2642.3	kN
M_{Ed}	=	-43.7	kNm
M_{Rd}	=	-164.7	kNm
F.S.	=	3.77	-

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
109 di 137

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Momento positivo	
$N_{Ed} =$	-2109.3 kN
$M_{Ed} =$	43.9 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	tensioni di trazione nell'acciaio
$\sigma_{c,max} =$	-11.2 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	-16.5 N/mm ²
Verificato	Verificato
Momento negativo	
$N_{Ed} =$	-2024.3 kN
$M_{Ed} =$	-32.0 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	tensioni di trazione nell'acciaio
$\sigma_{c,max} =$	-9.88 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	-16.5 N/mm ²
Verificato	Verificato

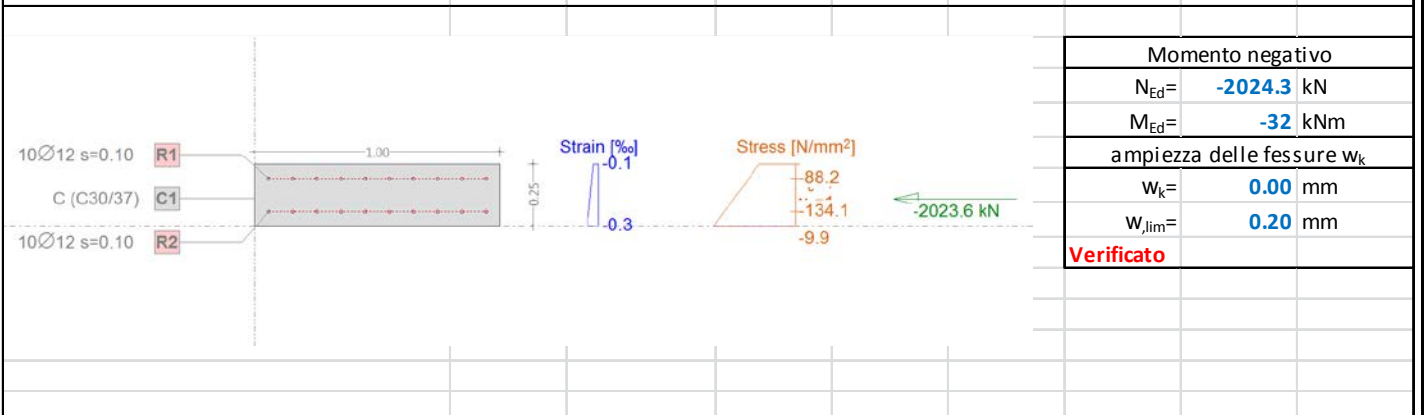
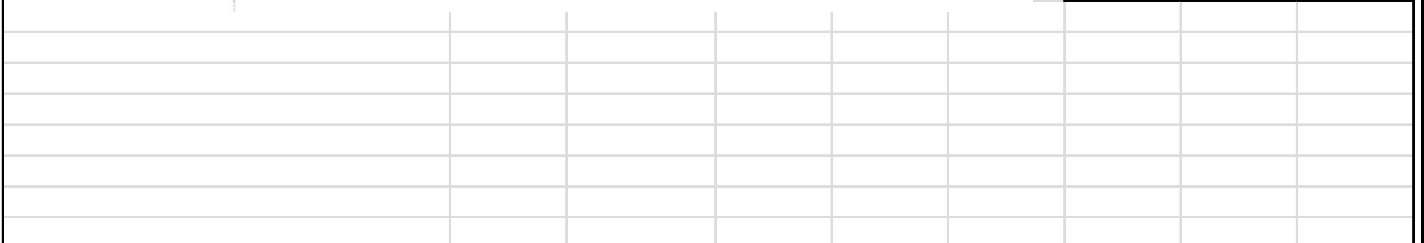
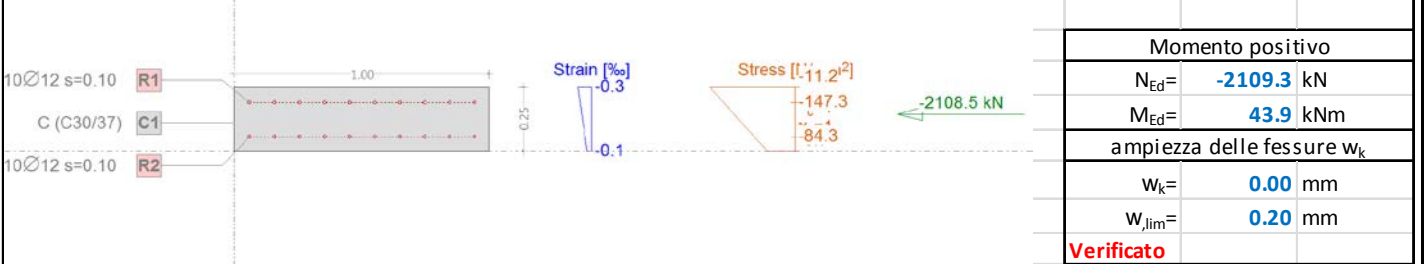
Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Momento positivo	
$N_{Ed} =$	-1979.4 kN
$M_{Ed} =$	32.6 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	
$\sigma_{c,max} =$	-9.77 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	-12 N/mm ²
Verificato	
Momento negativo	
$N_{Ed} =$	-1979.4 kN
$M_{Ed} =$	-21.7 kNm
tensioni di compressione nel calcestruzzo	
$\sigma_{c,max} =$	-8.84 N/mm ²
$\sigma_{c,lim} =$	-12 N/mm ²
Verificato	

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R



12.2.11 Pianerottoli – lato corto**Sezione di calcolo:****Pianerottolo, lato corto**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	250		mm
Altezza utile	d	204		mm
Area	Ac	250000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	46		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	46		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	0		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.554		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.554		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
v _{yz} min	-874.5	35.4
v _{yz} max	-403.1	51.6

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)	v _{yz} min				v _{yz} max			
	Coefficiente k	k	1.99	-	k	1.99	-	
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.538215975	MPa	v _{min}	0.538216	MPa		
Tensione media di compressione	σ_{cp}	3.498	MPa	σ_{cp}	1.6124	MPa		
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0055		ρ_l	0.0055			
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	231.4	kN	V _{rd,c}	173.7	kN		
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	216.8	kN	V _{rd,c,min}	159.1	kN		
Resistenza al taglio	V _{Rd}	231.4	kN	V _{rd}	173.7	kN		
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	35.4	kN	V _{Ed}	51.6	kN		
	Non è necessario armare a taglio				Non è necessario armare a taglio			

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

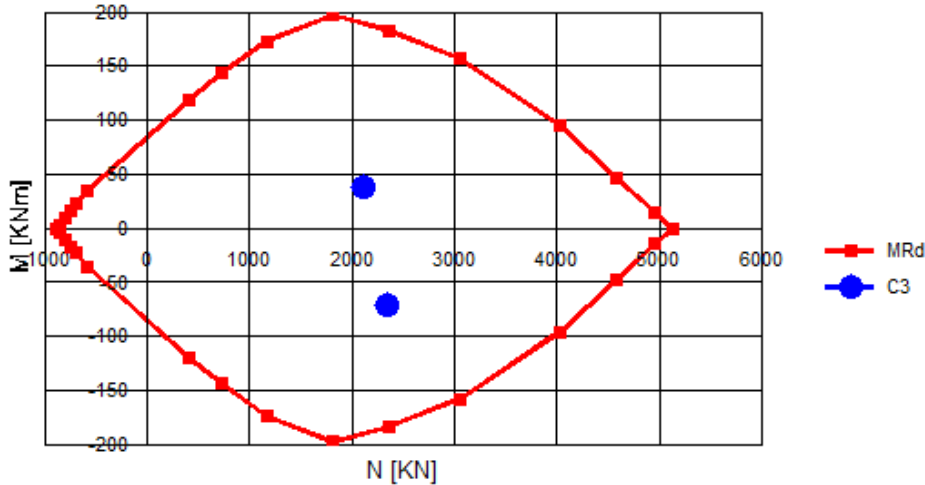
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
111 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

P_corto



INV_SLU_SLV:

Momento positivo

$N_{Ed} = -2111.3$ kN
 $M_{Ed} = 37.5$ kNm
 $M_{Rd} = 190.0$ kNm
F.S. 5.07 -

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -2337.5$ kN
 $M_{Ed} = -71.7$ kNm
 $M_{Rd} = -183.8$ kNm
F.S. 2.56 -

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Momento positivo

$N_{Ed} = -1792.8$ kN
 $M_{Ed} = 29.7$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -8.77$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = -71.47$ N/mm²
 $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -1756.4$ kN
 $M_{Ed} = -51.9$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -10.47$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = -52.16$ N/mm²
 $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Momento positivo

$N_{Ed} = -1506.4$ kN
 $M_{Ed} = 23.6$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -7.25$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -1506.4$ kN
 $M_{Ed} = -30.6$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -7.83$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

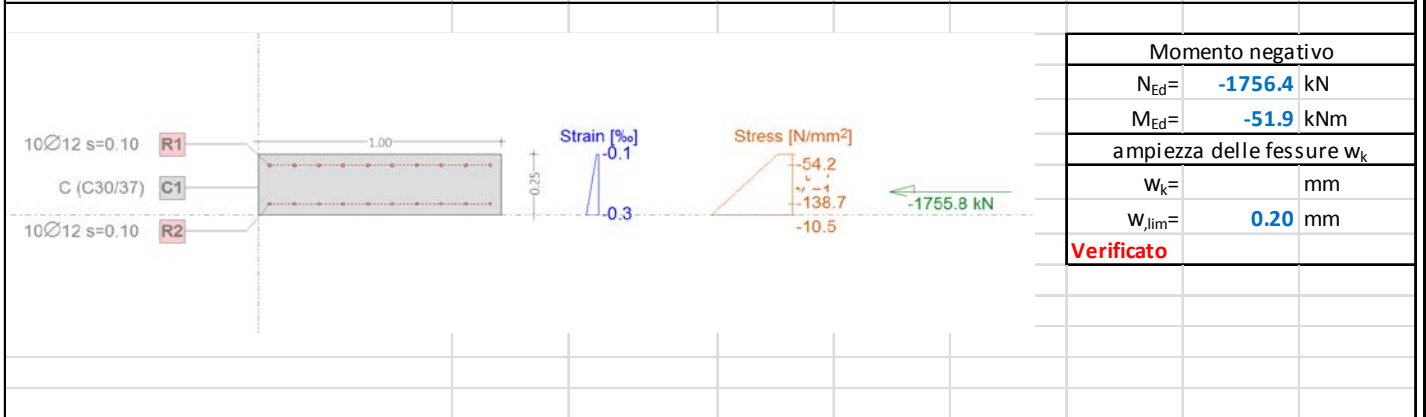
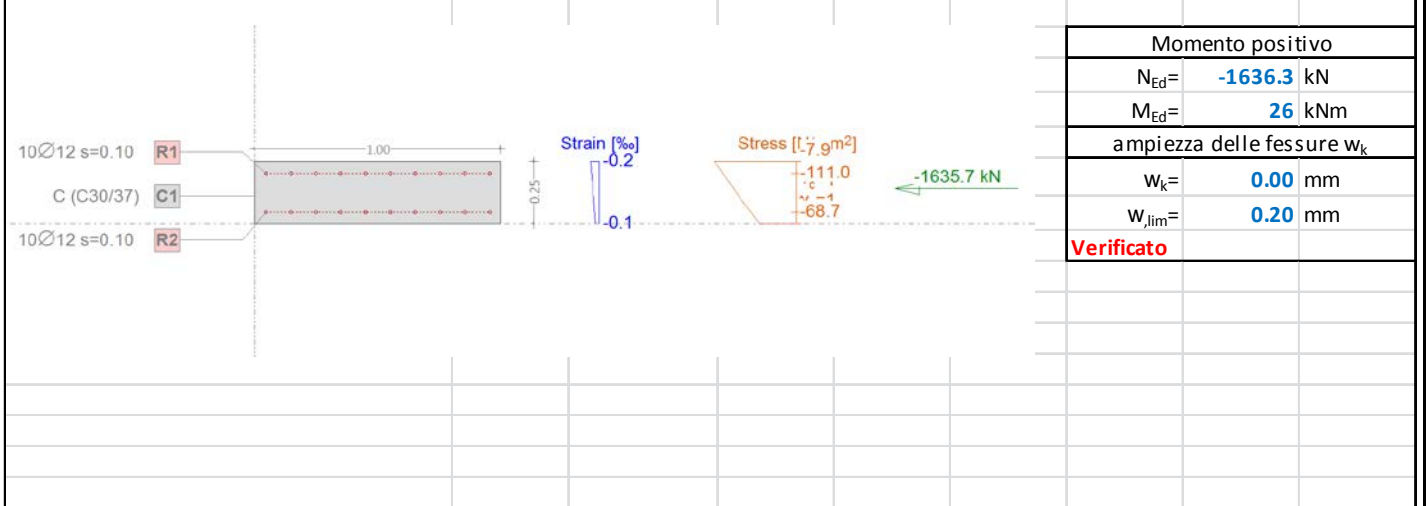
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
112 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R



12.2.12 Pianerottolo al p.c. – lato lungo (dir. x)**Sezione di calcolo:****Pianerottolo al p.c., direzione x**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	400		mm
Altezza utile	d	338		mm
Area	Ac	400000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	62		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	62		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	14		mm
Armatura inferiore				
		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	16	0	
Diametro equivalente	Φ	16		
Area strato	As	2010.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.595		%
Armatura superiore				
		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	16	0	
Diametro equivalente	Φ	16		
Area strato	As	2010.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.595		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
vxz min	-143.2	52.3
vxz max	-81.4	68.6

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)	vxz min			vxz max		
Coefficiente k	k	1.77	-	k	1.77	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.451133832	MPa	v _{min}	0.451134	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.358	MPa	σ_{cp}	0.2035	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0059		ρ_l	0.0059	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	205.7	kN	V _{rd,c}	197.8	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	170.6	kN	V _{rd,c,min}	162.8	kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	205.7	kN	V _{rd}	197.8	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	52.3	kN	V _{Ed}	68.6	kN
	Non è necessario armare a taglio			Non è necessario armare a taglio		

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

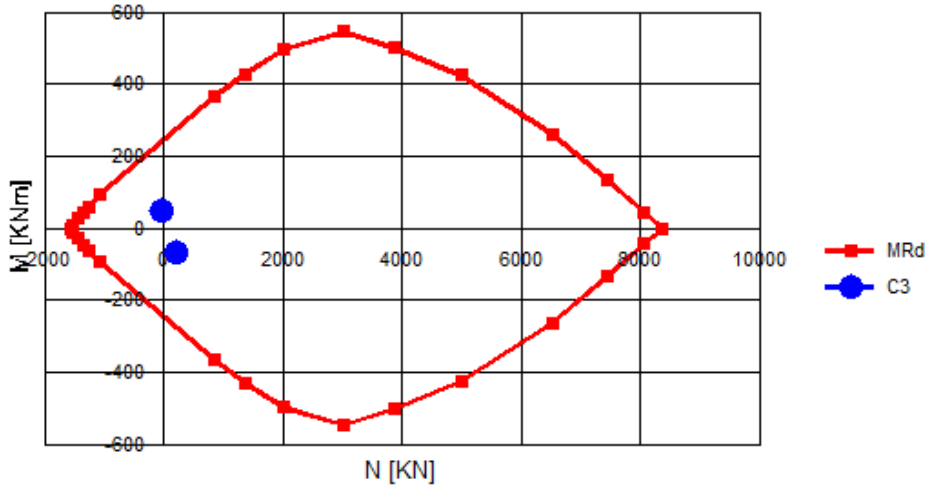
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
114 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

P_PC_dirx



INV_SLU_SLV:

Momento positivo

$N_{Ed} = 41.3$ kN
 $M_{Ed} = 48.2$ kNm
 $M_{Rd} = 241.9$ kNm
F.S. 5.02 -

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -188.2$ kN
 $M_{Ed} = -67.7$ kNm
 $M_{Rd} = -274.5$ kNm
F.S. 4.05 -

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Momento positivo

$N_{Ed} = 28.2$ kN
 $M_{Ed} = 42$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -2.11$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = 77.22$ N/mm²
 $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -131.5$ kN
 $M_{Ed} = -54.8$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -2.89$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = 60.54$ N/mm²
 $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Momento positivo

$N_{Ed} = -11.8$ kN
 $M_{Ed} = 34.1$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -1.76$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -70.6$ kN
 $M_{Ed} = -42.8$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -2.25$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

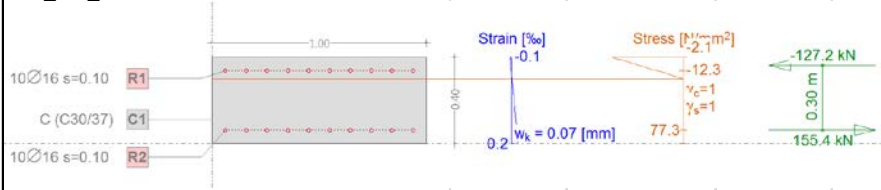
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
115 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

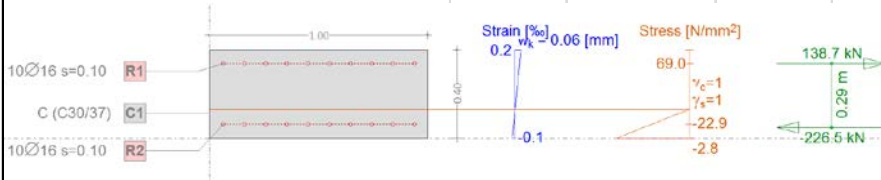
INV_SLE_R



Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.10 m
d	0.34 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.10 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	100064 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_B (E_s/E_c)	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	42.0 kNm
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	77.3 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.226 o/oo
ρ_{eff}	2.009 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.32 m
		Crack width w_k (7.8)	0.07 mm

Momento positivo	
$N_{Ed} =$	28.2 kN
$M_{Ed} =$	42 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.07 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	



Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.13 m
d	0.34 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.09 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	89734 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_B (E_s/E_c)	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	-53.8 kNm
A_s (in tension surface)	2011 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	69.0 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	16 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.202 o/oo
ρ_{eff}	2.241 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.30 m
		Crack width w_k (7.8)	0.06 mm

Momento negativo	
$N_{Ed} =$	-87.9 kN
$M_{Ed} =$	-53.8 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.06 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

12.2.13 Pianerottolo al p.c. – lato corto (dir. y)**Sezione di calcolo:****Pianerottolo al p.c., direzione y**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	400		mm
Altezza utile	d	353		mm
Area	Ac	400000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	47		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	47		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	0		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	14	0	
Diametro equivalente	Φ	14		
Area strato	As	1539.4		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.436		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	14	0	
Diametro equivalente	Φ	14		
Area strato	As	1539.4		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.436		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

Azioni interne di verifica		N _{Ed}	V _{Ed}				
INV_SLU_SLV		kN	kN				
v _{yz} min		-156.3	45.7				
v _{yz} max		-857.4	78.5				
Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)		v _{yz} min			v _{yz} max		
Coefficiente k	k	1.75	-		k	1.75	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.44483		MPa	v _{min}	0.44483	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.39075		MPa	σ_{cp}	2.1435	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0044			ρ_l	0.0044	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	195.6		kN	V _{rd,c}	288.4	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	177.7		kN	V _{rd,c,min}	270.5	kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	195.6		kN	V _{rd}	288.4	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	45.7		kN	V _{Ed}	78.5	kN
				Non è necessario armare a taglio		Non è necessario armare a taglio	

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

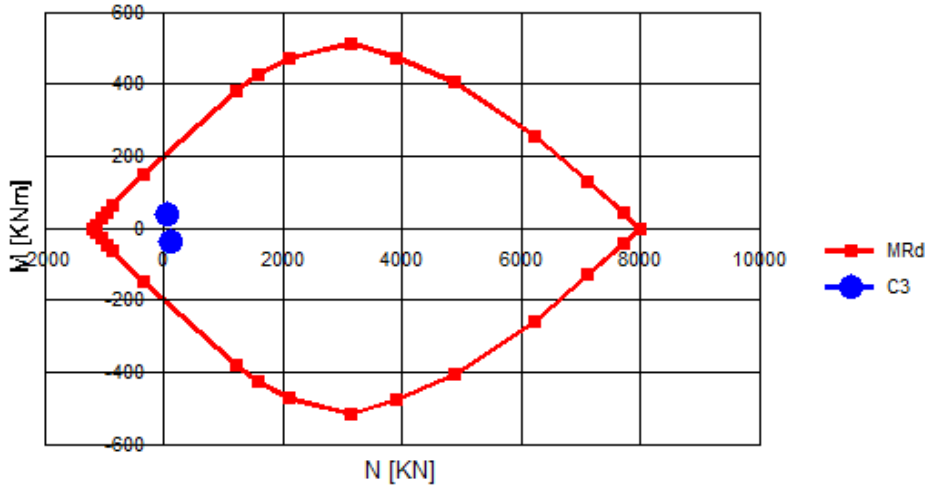
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
117 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

P_PC_diry



INV_SLU_SLV:

Momento positivo

$N_{Ed} = -53.3$ kN
 $M_{Ed} = 37.8$ kNm
 $M_{Rd} = 210.2$ kNm
F.S. 5.56 -

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -117.2$ kN
 $M_{Ed} = -37.7$ kNm
 $M_{Rd} = -220.1$ kNm
F.S. 5.84 -

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Momento positivo

$N_{Ed} = -86.3$ kN
 $M_{Ed} = 29.9$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -1.62$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = 35.63$ N/mm²
 $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -93$ kN
 $M_{Ed} = -28.4$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -1.54$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = 30.91$ N/mm²
 $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Momento positivo

$N_{Ed} = -15.3$ kN
 $M_{Ed} = 21.6$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -1.14$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -57.9$ kN
 $M_{Ed} = -17.6$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -0.95$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

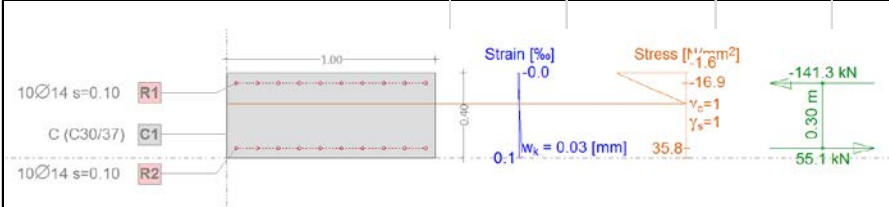
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
118 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R

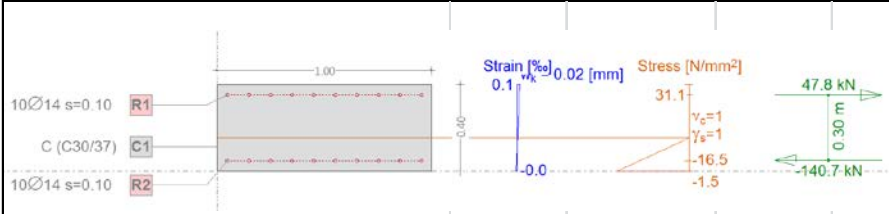


Momento positivo	
$N_{Ed} =$	-86.3 kN
$M_{Ed} =$	29.9 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.03 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.15 m
d	0.35 m	h-d	0.05 m
Cover c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.08 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	84930 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
α_E (E_s/E_c)	6.212	Duration of load k_1	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	1539 mm ²	Moment	29.9 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	14 mm	Stress in reinforcement σ_s	35.8 N/mm ²
ρ_{eff}	1.813 o/o	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.105 o/o
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.27 m
		Crack width w_k (7.8)	0.03 mm



Momento negativo	
$N_{Ed} =$	-93 kN
$M_{Ed} =$	-28.4 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.02 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm

Verificato

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.15 m
d	0.35 m	h-d	0.05 m
Cover c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.08 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	82346 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
α_E (E_s/E_c)	6.212	Duration of load k_1	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	1539 mm ²	Moment	-28.4 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	14 mm	Stress in reinforcement σ_s	31.1 N/mm ²
ρ_{eff}	1.869 o/o	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.091 o/o
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.26 m
		Crack width w_k (7.8)	0.02 mm

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
119 di 137**12.2.14 Muri fabbricato (direzione verticale)****Sezione di calcolo:****E, verticale**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	400		mm
Altezza utile	d	342		mm
Area	Ac	400000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	58		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	58		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	12		mm
Armatura inferiore				
		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.331		%
Armatura superiore				
		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.331		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
v _{yz} min	-188.6	38.8
v _{yz} max	-353.9	34.6

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)	v _{yz} min				v _{yz} max			
	Coefficiente k	k	1.76	-	k	1.76	-	
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.4494093		MPa	v _{min}	0.449409	MPa	
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.4715		MPa	σ_{cp}	0.88475	MPa	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0033			ρ_l	0.0033		
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	179.8		kN	V _{rd,c}	201.0	kN	
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	177.9		kN	V _{rd,c,min}	199.1	kN	
Resistenza al taglio	V _{Rd}	179.8		kN	V _{rd}	201.0	kN	
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	38.8		kN	V _{Ed}	34.6	kN	
	Non è necessario armare a taglio				Non è necessario armare a taglio			

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

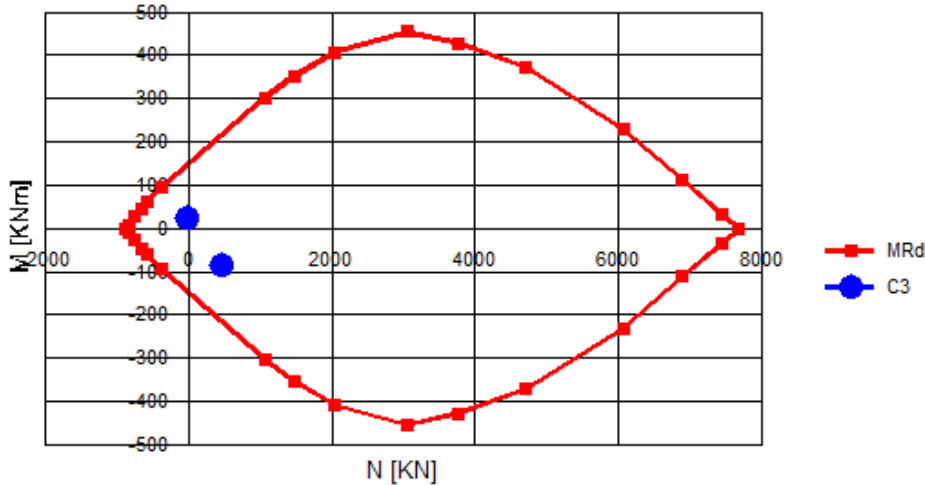
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
120 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

E_verticale



INV_SLU_SLV:

Tensione lato esterno

$N_{Ed} = -472.6$ kN

$M_{Ed} = -86.2$ kNm

$M_{Rd} = -220.3$ kNm

F.S. 2.56 -

Verificato

Tensione lato interno

$N_{Ed} = 27.5$ kN

$M_{Ed} = 22.7$ kNm

$M_{Rd} = 146.3$ kNm

F.S. 6.44 -

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Tensione lato esterno

$N_{Ed} = -405.8$ kN

$M_{Ed} = -73.6$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -4.45$ N/mm²

$\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = 55.36$ N/mm²

$\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Tensione lato interno

$N_{Ed} = -121.4$ kN

$M_{Ed} = 1.6$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -0.33$ N/mm²

$\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = -3.63$ N/mm²

$\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Tensione lato esterno

$N_{Ed} = -425.9$ kN

$M_{Ed} = -47.2$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -2.72$ N/mm²

$\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Tensione lato interno

$N_{Ed} = -458.3$ kN

$M_{Ed} = 0$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -1.06$ N/mm²

$\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

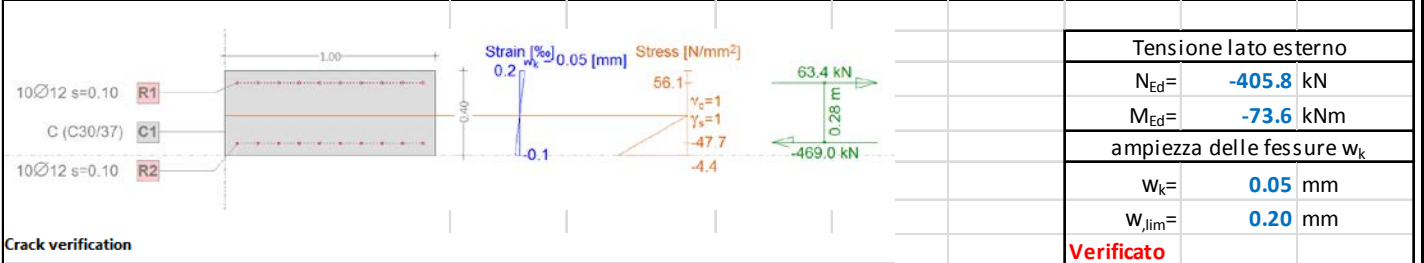
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
121 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

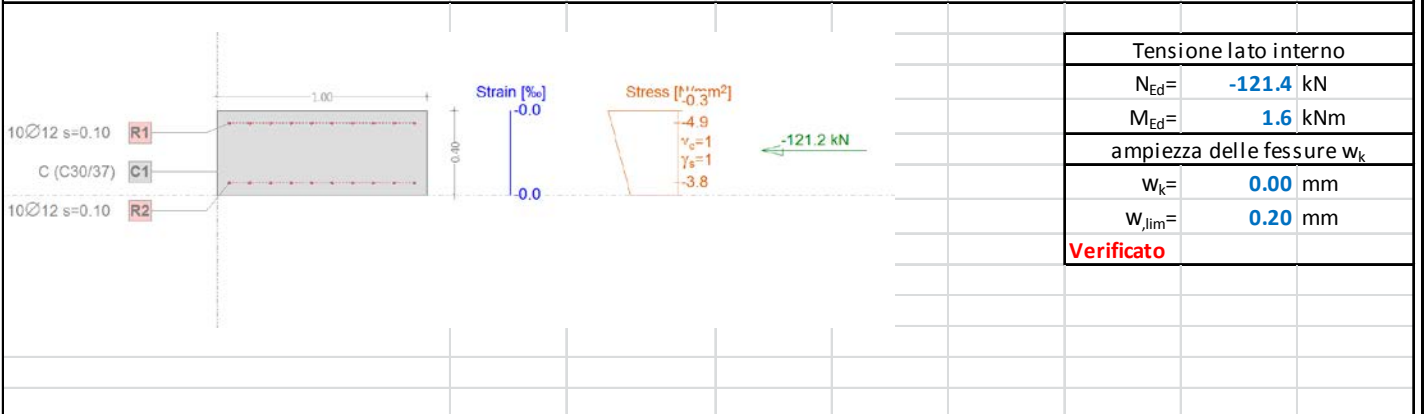
INV_SLE_R



Tensione lato esterno	
$N_{Ed} =$	-405.8 kN
$M_{Ed} =$	-73.6 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.05 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.19 m
d	0.34 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.07 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	70474 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete			
E_c	33 kN/mm ²	Additional parameters	
$\alpha_E (E_s/E_c)$	6.212	Duration of load k_t	0.40
Creep coefficient ϕ	1.500	Bond properties k_1	0.800
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	Distribution of strain k_2	0.500
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
		k_4	0.425
Reinforcement			
E_s	205 kN/mm ²	Results	
A_s (in tension surface)	1131 mm ²	Moment	-73.6 kNm
Diameter \varnothing_{eq}	12 mm	Stress in reinforcement σ_s	56.1 N/mm ²
ρ_{eff}	1.605 o/o	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.164 o/o
		Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.30 m
		Crack width w_k (7.8)	0.05 mm



Tensione lato interno	
$N_{Ed} =$	-121.4 kN
$M_{Ed} =$	1.6 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.00 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

12.2.15 Muri fabbricato (direzione orizzontale)**Sezione di calcolo:****E, orizzontale**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	400		mm
Altezza utile	d	354		mm
Area	Ac	400000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	46		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	46		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	0		mm
Armatura inferiore				
		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.319		%
Armatura superiore				
		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	12	0	
Diametro equivalente	Φ	12		
Area strato	As	1131.0		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.319		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
vxz min	1603.0	76.7
vxz max	-154.3	72.5

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)	vxz min			vxz max		
Coefficiente k	k	1.75	-	k	1.75	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.444424707	MPa	v _{min}	0.444425	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0	MPa	σ_{cp}	0.38575	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0032		ρ_l	0.0032	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	158.1	kN	V _{rd,c}	178.5	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	157.3	kN	V _{rd,c,min}	177.8	kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	158.1	kN	V _{rd}	178.5	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	76.7	kN	V _{Ed}	72.5	kN
	Non è necessario armare a taglio			Non è necessario armare a taglio		

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

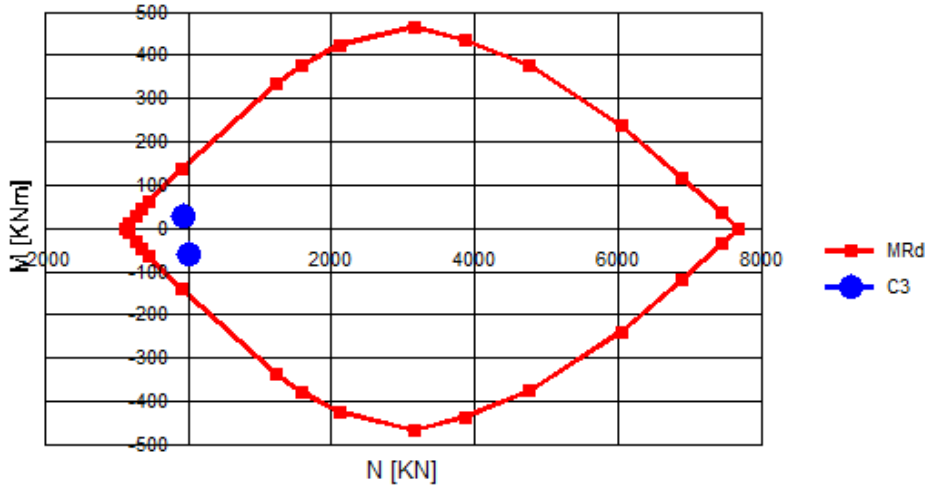
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
123 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

E_orizzontale



INV_SLU_SLV:

Tensione lato esterno

$N_{Ed} = -11.1$ kN

$M_{Ed} = -61.3$ kNm

$M_{Rd} = -154.3$ kNm

F.S. 2.52 -

Verificato

Tensione lato interno

$N_{Ed} = 69.2$ kN

$M_{Ed} = 26.3$ kNm

$M_{Rd} = 141.5$ kNm

F.S. 5.38 -

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Tensione lato esterno

$N_{Ed} = -6.2$ kN

$M_{Ed} = -56.5$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -3.39$ N/mm²

$\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = 152.3$ N/mm²

$\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Tensione lato interno

$N_{Ed} = 59.7$ kN

$M_{Ed} = 17.7$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -0.88$ N/mm²

$\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

Verificato

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_s = 75.3$ N/mm²

$\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Tensione lato esterno

$N_{Ed} = -3.7$ kN

$M_{Ed} = -36.9$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -2.22$ N/mm²

$\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Tensione lato interno

$N_{Ed} = 39.1$ kN

$M_{Ed} = 8$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -0.33$ N/mm²

$\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

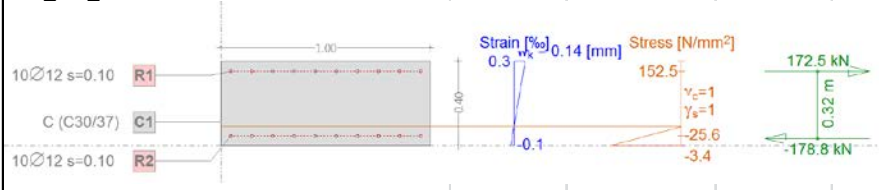
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
124 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

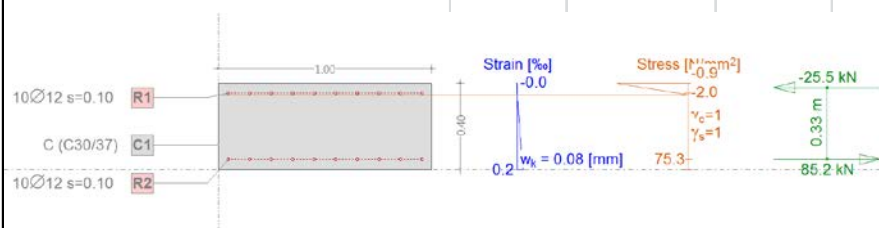
INV_SLE_R



Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.09 m
d	0.35 m	h-d	0.05 m
Cover c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.10 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	103245 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_E (E_s/E_c)	6.212	Bond properties k_l	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	-56.5 kNm
A_s (in tension surface)	1131 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	152.5 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	12 mm	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.446 o/o
ρ_{eff}	1.095 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.32 m
		Crack width w_k (7.8)	0.14 mm

Tensione lato esterno	
$N_{Ed} =$	-6.2 kN
$M_{Ed} =$	-56.5 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.14 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	



Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.40 m	Compression zone (cracked) x_c	0.05 m
d	0.35 m	h-d	0.05 m
Cover c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.11 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	115000 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
α_E (E_s/E_c)	6.212	Bond properties k_l	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	17.7 kNm
A_s (in tension surface)	1131 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	75.3 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	12 mm	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.220 o/o
ρ_{eff}	0.983 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.34 m
		Crack width w_k (7.8)	0.08 mm

Tensione lato interno	
$N_{Ed} =$	59.7 kN
$M_{Ed} =$	17.7 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.08 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

12.2.16 Copertura fabbricato – lato lungo**Sezione di calcolo:****Soletta copertura, lato lungo**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	300		mm
Altezza utile	d	253		mm
Area	Ac	300000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	47		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	47		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	0		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	14	0	
Diametro equivalente	Φ	14		
Area strato	As	1539.4		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.608		%
Armatura superiore		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	14	0	
Diametro equivalente	Φ	14		
Area strato	As	1539.4		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.608		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

Azioni interne di verifica		N _{Ed}	V _{Ed}				
INV_SLU_SLV		kN	kN				
v _{yz} min		-34.5	56.1				
v _{yz} max		-21.1	54.8				
Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)		v _{yz} min			v _{yz} max		
Coefficiente k	k	1.89	-		k	1.89	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.497753139		MPa	v _{min}	0.497753	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.115		MPa	σ_{cp}	0.070333	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0061			ρ_l	0.0061	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	155.4		kN	V _{rd,c}	153.7	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	130.3		kN	V _{rd,c,min}	128.6	kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	155.4		kN	V _{rd}	153.7	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	56.1		kN	V _{Ed}	54.8	kN
				Non è necessario armare a taglio		Non è necessario armare a taglio	

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

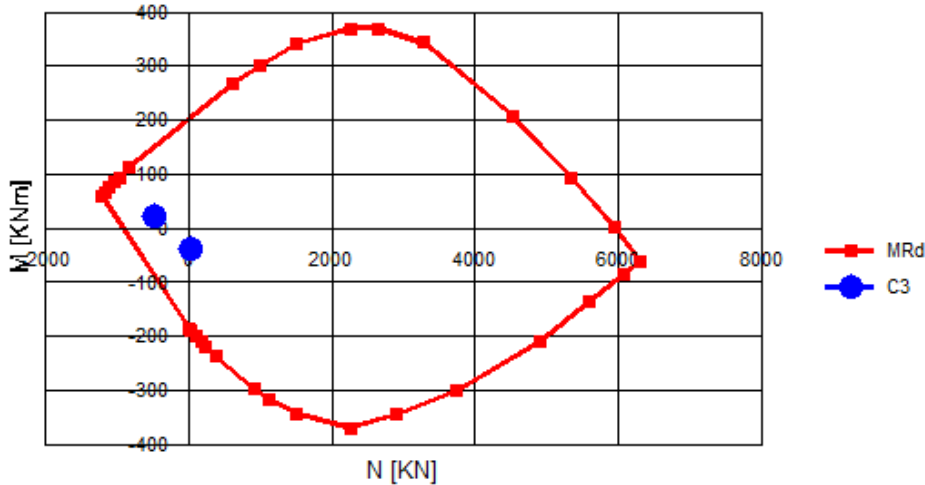
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
126 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

C_lungo



INV_SLU_SLV:

Momento positivo

$N_{Ed} = 486.2$ kN
 $M_{Ed} = 23.3$ kNm
 $M_{Rd} = 149.9$ kNm
F.S. 6.43 -

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -34.5$ kN
 $M_{Ed} = -37.1$ kNm
 $M_{Rd} = -189.4$ kNm
F.S. 5.11 -

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Momento positivo

$N_{Ed} = 494.1$ kN
 $M_{Ed} = 21.1$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = 0$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

$\sigma_s = 227.1$ N/mm²
 $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -18.1$ kN
 $M_{Ed} = -25.5$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max} = -2.33$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -16.5$ N/mm²

$\sigma_s = 68.73$ N/mm²
 $\sigma_{s,lim} = 337.5$ N/mm²

Verificato

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Momento positivo

$N_{Ed} = 482.3$ kN
 $M_{Ed} = 18.3$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = 0$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Momento negativo

$N_{Ed} = -19.9$ kN
 $M_{Ed} = -19.1$ kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max} = -1.76$ N/mm²
 $\sigma_{c,lim} = -12$ N/mm²

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11



Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
127 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

INV_SLE_R

	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Momento positivo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$N_{Ed} =$</td> <td>494.1 kN</td> </tr> <tr> <td>$M_{Ed} =$</td> <td>21.1 kNm</td> </tr> <tr> <th colspan="2">ampiezza delle fessure w_k</th> </tr> <tr> <td>$w_k =$</td> <td>0.20 mm</td> </tr> <tr> <td>$w_{lim} =$</td> <td>0.20 mm</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: right;">Verificato</td> </tr> </tbody> </table>	Momento positivo		$N_{Ed} =$	494.1 kN	$M_{Ed} =$	21.1 kNm	ampiezza delle fessure w_k		$w_k =$	0.20 mm	$w_{lim} =$	0.20 mm	Verificato	
Momento positivo															
$N_{Ed} =$	494.1 kN														
$M_{Ed} =$	21.1 kNm														
ampiezza delle fessure w_k															
$w_k =$	0.20 mm														
$w_{lim} =$	0.20 mm														
Verificato															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Momento negativo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$N_{Ed} =$</td> <td>-28.9 kN</td> </tr> <tr> <td>$M_{Ed} =$</td> <td>-25.1 kNm</td> </tr> <tr> <th colspan="2">ampiezza delle fessure w_k</th> </tr> <tr> <td>$w_k =$</td> <td>0.05 mm</td> </tr> <tr> <td>$w_{lim} =$</td> <td>0.20 mm</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: right;">Verificato</td> </tr> </tbody> </table>	Momento negativo		$N_{Ed} =$	-28.9 kN	$M_{Ed} =$	-25.1 kNm	ampiezza delle fessure w_k		$w_k =$	0.05 mm	$w_{lim} =$	0.20 mm	Verificato	
Momento negativo															
$N_{Ed} =$	-28.9 kN														
$M_{Ed} =$	-25.1 kNm														
ampiezza delle fessure w_k															
$w_k =$	0.05 mm														
$w_{lim} =$	0.20 mm														
Verificato															

12.2.17 Copertura fabbricato – lato corto**Sezione di calcolo:****Soletta copertura, lato corto**

Geometria della sezione				
Base	b	1000		mm
Altezza	h	300		mm
Altezza utile	d	239		mm
Area	Ac	300000		mm ²
Copriferro	c	40		mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	61		mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	61		mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	30		MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c	1.5		-
Coef. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	0.85		-
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	17.0		MPa
Diametro barre secondarie	Φ	14		mm
Armatura inferiore				
		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	14	0	
Diametro equivalente	Φ	14		
Area strato	As	1539.4		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.644		%
Armatura superiore				
		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	10	0	
Diametro barre	Φ	14	0	
Diametro equivalente	Φ	14		
Area strato	As	1539.4		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.644		%
Armatura a taglio				
Numero bracci	nb	0		-
Diametro staffe	Φ	0		mm
Passo longitudinale	s	200		mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	0.000		mm ² /mm

Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}
INV_SLU_SLV	kN	kN
vxz min	-12.3	64.9
vxz max	-12.9	66.6

Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)	vxz min			vxz max		
Coefficiente k	k	1.91	-	k	1.91	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.507933148	MPa	v _{min}	0.507933	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0.041	MPa	σ_{cp}	0.043	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0064		ρ_l	0.0064	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	148.8	kN	V _{rd,c}	148.9	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	122.9	kN	V _{rd,c,min}	122.9	kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	148.8	kN	V _{rd}	148.9	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	64.9	kN	V _{Ed}	66.6	kN
	Non è necessario armare a taglio			Non è necessario armare a taglio		

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

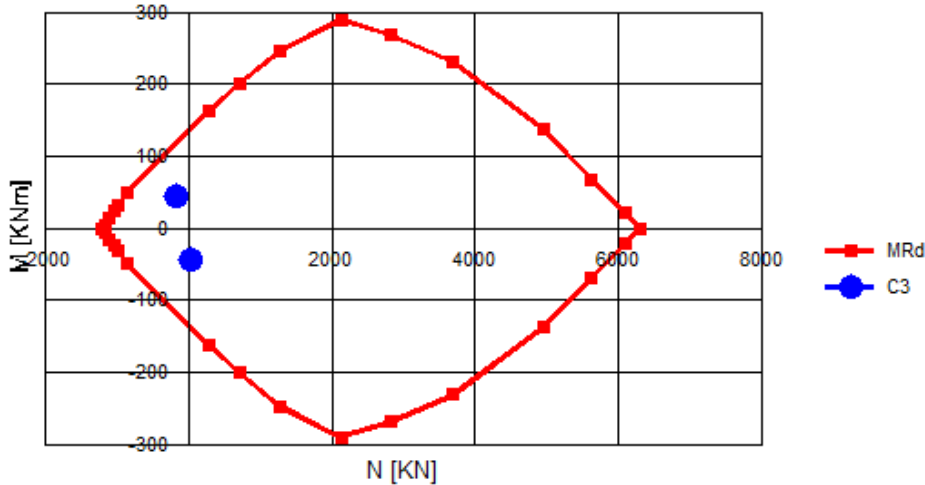
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
129 di 137

Verifica di resistenza a presso-flessione

C_corto



INV_SLU_SLV:

Momento positivo

N_{Ed} =	181.6 kN
M_{Ed} =	44.9 kNm
M_{Rd} =	118.5 kNm
F.S.	2.64 -

Verificato

Momento negativo

N_{Ed} =	-22.1 kN
M_{Ed} =	-42.5 kNm
M_{Rd} =	-137.9 kNm
F.S.	3.24 -

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_R_SLD:

Momento positivo

N_{Ed} =	214.4 kN
M_{Ed} =	38.2 kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max}$ =	-3.67 N/mm ²
$\sigma_{c,lim}$ =	-16.5 N/mm ²

σ_s =	193.8 N/mm ²
$\sigma_{s,lim}$ =	337.5 N/mm ²

Verificato

Verificato

Momento negativo

N_{Ed} =	-19.5 kN
M_{Ed} =	-35.2 kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

tensioni di trazione nell'acciaio

$\sigma_{c,max}$ =	-3.71 N/mm ²
$\sigma_{c,lim}$ =	-16.5 N/mm ²

σ_s =	103.4 N/mm ²
$\sigma_{s,lim}$ =	337.5 N/mm ²

Verificato

Verificato

Verifiche stato tensionale

INV_SLE_QP:

Momento positivo

N_{Ed} =	196.2 kN
M_{Ed} =	33.4 kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max}$ =	-3.18 N/mm ²
$\sigma_{c,lim}$ =	-12 N/mm ²

Verificato

Momento negativo

N_{Ed} =	-10.2 kN
M_{Ed} =	-28.1 kNm

tensioni di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,max}$ =	-2.96 N/mm ²
$\sigma_{c,lim}$ =	-12 N/mm ²

Verificato

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

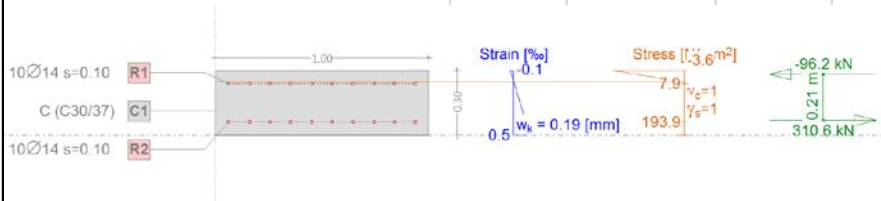
Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003

Rev.
A

Foglio
130 di 137

Verifiche stato limite di apertura delle fessure

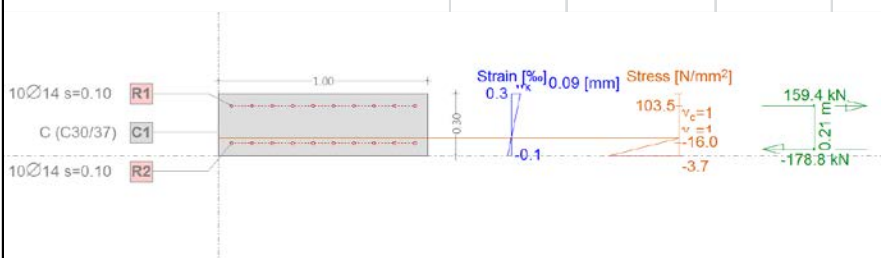
INV_SLE_R



Momento positivo	
$N_{Ed} =$	214.4 kN
$M_{Ed} =$	38.2 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.19 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.30 m	Compression zone (cracked) x_c	0.05 m
d	0.23 m	h-d	0.07 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.08 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	82179 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
$\alpha_E (E_s/E_c)$	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	38.2 kNm
A_s (in tension surface)	1539 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	193.9 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	14 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.609 o/o
ρ_{eff}	1.873 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.31 m
		Crack width w_k (7.8)	0.19 mm



Momento negativo	
$N_{Ed} =$	-19.5 kN
$M_{Ed} =$	-35.2 kNm
ampiezza delle fessure w_k	
$w_k =$	0.09 mm
$w_{lim} =$	0.20 mm
Verificato	

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	0.30 m	Compression zone (cracked) x_c	0.08 m
d	0.24 m	h-d	0.06 m
Cover c	0.05 m	$h_{c,eff}$	0.07 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	71713 mm ²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33 kN/mm ²	Duration of load k_t	0.40
$\alpha_E (E_s/E_c)$	6.212	Bond properties k_1	0.800
Creep coefficient ϕ	1.500	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm ²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	-35.2 kNm
A_s (in tension surface)	1539 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	103.5 N/mm ²
Diameter \varnothing_{eq}	14 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.303 o/o
ρ_{eff}	2.147 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.29 m
		Crack width w_k (7.8)	0.09 mm

13. RESISTENZA AL FUOCO

Trattandosi di una via di esodo, si verifica con metodo tabellare la resistenza al fuoco ai sensi del D.M. 16/02/2007 – Tabella D.5 e Tabella D.6.3.

D.5 Solette piene e solai alleggeriti

D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo ⁽¹⁾	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento ⁽²⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento ⁽³⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

- (1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1
- (2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.
- (3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

Tabella D.5:

solette piene con armatura monodirezionale – R120

spessore minimo: 250 mm > 160 mm **verificato**

distanza minima asse barra dalla superficie del getto: (40 + 5) = 45 mm > 40 mm **verificato**



D.6.3 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pareti dell'ultimo piano);

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	$s = 120 / a = 10$	120 / 10
60	$s = 130 / a = 10$	140 / 10
90	$s = 140 / a = 25$	170 / 25
120	$s = 160 / a = 35$	220 / 35
180	$s = 210 / a = 50$	270 / 55
240	$s = 270 / a = 60$	350 / 60

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

Tabella D.6.3:

pareti esposte su un lato – R120

spessore minimo: 800 mm > 160 mm **verificato**

distanza asse barra dalla superficie del getto: $(40 + 6) = 46$ mm > 35 mm **verificato**

14. VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA

14.1 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico

L'Eurocodice 7 e le NTC (2008) richiedono che per le fondazioni dirette vengano soddisfatte le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi indotti dallo sviluppo di meccanismi di collasso dovuti sia alla mobilitazione della resistenza del terreno (SLU-GEO) sia al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa (SLU-STR).

Nel presente capitolo sono presi in esame gli stati limite ultimi di tipo geotecnico relativamente alla verifica della capacità portante dell'insieme fondazione – terreno. La verifica allo scorrimento sul piano di posa è considerata automaticamente soddisfatta in quanto struttura interrata.

Le verifiche sono state condotte adottando sia il primo approccio progettuale (DA1), relativamente alla seconda combinazione (DA1-C2), più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico, sia il secondo approccio progettuale (DA2) che prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali.

Nelle tabelle 1 e 2 sono riportati i risultati delle verifiche di sicurezza relativamente all'uscita di sicurezza. Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte. Si osserva che il margine di sicurezza è ulteriormente elevato avendo considerato l'eccentricità del carico dovuto alle spinte generate dai carichi di cantiere in superficie ($Q4_{sovr} = 8.82\text{kPa}$), i quali sono in realtà controbilanciati dalla spinta del terreno sulle pareti opposte, e avendo trascurato la sottospinta dell'acqua.

Tabella 1 – Uscita di sicurezza (GA65) - Approccio progettuale 1 – combinazione 2: risultati della verifica di capacità portante.

Elemento:	GA65		
Verifica capacità portante	Approccio 1 Combinazione 2		
Elemento / simbolo	Valore	Unità	Note / Commenti
Sollecitazione sul piano di posa			
B	8	m	Larghezza della fondazione
L	11.8	m	Lunghezza della fondazione
A.tot	94.4	m ²	Sezione nominale
N _{Ed}	24400	kN	Risultante verticale in fondazione
Direz. X			
M _{y,Ed}	21920	kNm	Momento risultante in fondazione attorno all'asse y
e _B	0.90	m	Eccentricità della risultante dei carichi lungo la larghezza B
B'	6.20	m	Dimensione efficace asse x
Direz. Y			
M _{x,Ed}	14860	kNm	Momento risultante in fondazione attorno all'asse x
e _L	0.61	m	Eccentricità della risultante dei carichi lungo la lunghezza L
L'	10.58	m	Dimensione efficace asse y
A'	65.6	m ²	Sezione ridotta
q _{Ed}	372	kN/m ²	Pressione risultante sull'area effettiva equivalente B' x L'
V _{x,Ed}	0	kN	Risultante orizzontale in fondazione
ε _R	0.0	°	inclinazione della risultante rispetto al piano di posa
Resistenza ultima terreno			

Elemento:		GA65	
Verifica capacità portante		Approccio 1 Combinazione 2	
Elemento / simbolo	Valore	Unità	Note / Commenti
ϕ_k	33.0	°	angolo di res.al taglio terreno di fondazione (val.caratteristico)
ϕ_k (radianti)	0.58	rad	
$\gamma_{m\phi}$	1.25	-	M2
ϕ_d	27.45	°	angolo di res.al taglio terreno di fondazione (val.calcolo)
$c'k$	15.00	kPa	coesione efficace (val.caratteristico)
$\gamma_{m,C'k}$	1.25	-	M2
$c'd$	12.0	kPa	valore di progetto coesione
N_c	24.76	-	fattore di capacità portante per coesione
N_q	13.86	-	fattore di capacità portante per il sovraccarico
N_γ	12.03	-	fattore di capacità portante per peso proprio
γ_{ek1}	20	kN/m ³	peso terreno ricoprimento (val.caratteristico)
$\gamma_{m\gamma}$	1.00	-	M2
γ_{ed1}	20	kN/m ³	peso terreno ricoprimento (val.calcolo)
D	18.00	m	profondità piano di posa
q_d	0	kN/m ²	sovraccarico
$\gamma_{ed} \times D + q_d$	360	kN/m ²	
γ_{ek2}	20	kN/m ³	peso terreno sottostante il piano di posa (val.caratteristico)
γ_{ed2}	20	kN/m ³	peso terreno sottostante il piano di posa (val.calcolo)
α	0	°	inclinazione piano di posa rispetto all'orizzontale
fattori di forma s			
s_c	1.33	-	
s_q	1.30	-	
s_γ	0.77	-	
fattori profondità del piano di posa d			
d_c	1.50	-	
d_q	1.37	-	
d_γ	1.00	-	
fattori inclinazione del carico i			
i_c	1.00	-	
i_q	1.00	-	
i_γ	1.00	-	
fattori inclinazione del piano campagna g			
g_c	1.00	-	piano campagna orizzontale
g_q	1.00	-	piano campagna orizzontale
g_γ	1.00	-	piano campagna orizzontale
fattori inclinazione base fondazione b'			
$b'c$	1.00	-	
$b'q$	1.00	-	
$b'\gamma$	1.00	-	
p_1, c	591	kPa	componente coesione
p_2, q	8953	kPa	componente sovraccarico agente sul piano di posa
p_3, γ	571	kPa	componente dello sliding body
$q_{,ult}$	10115	kPa	carico limite fondazione
γ_R	1.80	-	R2
$q_{,Rd}$	5619	kPa	resistenza di progetto

Elemento:	GA65		
Verifica capacità portante	Approccio 1 Combinazione 2		
Elemento / simbolo	Valore	Unità	Note / Commenti
n	15.1	-	fattore di sicurezza

Tabella 2 – Uscita di sicurezza (GA65) - Approccio progettuale 2: risultati della verifica di capacità portante.

Elemento:	GA65		
Verifica capacità portante	Approccio 2		
Elemento / simbolo	Valore	Unità	Note / Commenti
Sollecitazione sul piano di posa			
B	8	m	Larghezza della fondazione
L	11.8	m	Lunghezza della fondazione
A.tot	94.4	m ²	Sezione nominale
N _{Ed}	31120	kN	Risultante verticale in fondazione
Direz. X			
M _{y,Ed}	25300	kNm	Momento risultante in fondazione attorno all'asse y
e _B	0.81	m	Eccentricità della risultante dei carichi lungo la larghezza B
B'	6.37	m	Dimensione efficace asse x
Direz. Y			
M _{x,Ed}	17150	kNm	Momento risultante in fondazione attorno all'asse x
e _L	0.55	m	Eccentricità della risultante dei carichi lungo la lunghezza L
L'	10.70	m	Dimensione efficace asse y
A'	68.2	m ²	Sezione ridotta
q _{,Ed}	456	kN/m ²	Pressione risultante sull'area effettiva equivalente B' x L'
V _{x,Ed}	0	kN	Risultante orizzontale in fondazione
ε _R	0.0	°	inclinazione della risultante rispetto al piano di posa
Resistenza ultima terreno			
φ _k	33.0	°	angolo di res.al taglio terreno di fondazione (val.caratteristico)
φ _k (radianti)	0.58	rad	
γ _{mφ}	1.00	-	M1
φ _d	33.00	°	angolo di res.al taglio terreno di fondazione (val.calcolo)
c' _k	15.00	kPa	coesione efficace (val.caratteristico)
γ _{m,c'k}	1.00	-	M1
c' _d	15.0	kPa	valore di progetto coesione
N _c	38.64	-	fattore di capacità portante per coesione
N _q	26.09	-	fattore di capacità portante per il sovraccarico
N _γ	29.33	-	fattore di capacità portante per peso proprio
γ _{ek1}	20	kN/m ³	peso terreno ricoprimento (val.caratteristico)
γ _{mγ}	1.00	-	M1
γ _{ed1}	20	kN/m ³	peso terreno ricoprimento (val.calcolo)
D	18.00	m	profondità piano di posa
q _d	0	kN/m ²	sovraccarico
γ _{ed} x D + q _d	360	kN/m ²	
γ _{ek2}	20	kN/m ³	peso terreno sottostante il piano di posa (val.caratteristico)
γ _{ed2}	20	kN/m ³	peso terreno sottostante il piano di posa (val.calcolo)

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 650 0 003Rev.
AFoglio
136 di 137

Elemento / simbolo	Valore	Unità	Note / Commenti
Elemento: GA65			
Verifica capacità portante Approccio 2			
α	0	°	inclinazione piano di posa rispetto all'orizzontale
fattori di forma s			
sc	1.40	-	
sq	1.39	-	
sy	0.76	-	
fattori profondità del piano di posa d			
dc	1.49	-	
dq	1.33	-	
dy	1.00	-	
fattori inclinazione del carico i			
ic	1.00	-	
iq	1.00	-	
iy	1.00	-	
fattori inclinazione del piano campagna g			
gc	1.00	-	piano campagna orizzontale
gq	1.00	-	piano campagna orizzontale
gy	1.00	-	piano campagna orizzontale
fattori inclinazione base fondazione b'			
b'c	1.00	-	
b'q	1.00	-	
b'y	1.00	-	
p1, c	1214	kPa	componente coesione
p2, q	17356	kPa	componente sovraccarico agente sul piano di posa
p3, γ	1424	kPa	componente dello sliding body
q _{,ult}	19994	kPa	carico limite fondazione
γ_R	2.30	-	R3
q _{,Rd}	8693	kPa	resistenza di progetto
n	19.0	-	fattore di sicurezza

14.2 Verifiche agli stati limite ultimi idraulici

In accordo alle indicazioni riportate al paragrafo 6.2.3.2 delle NTC (2008), l'opera geotecnica corrispondente alla struttura definitiva dell'uscita di sicurezza viene verificata nei confronti del possibile stato limite di sollevamento (UPL).

Per questa verifica l'azione instabilizzante di progetto $V_{inst,d}$ corrisponde alla sottospinta idraulica in fondazione, funzione del livello di falda alla progressiva in oggetto. A lungo termine, il tampone in jet-grouting non viene considerato. L'azione stabilizzante $G_{stb,d}$ su cui contare corrisponde al peso proprio della struttura del pozzo.

I coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III delle NTC (2008).

Carichi stabilizzanti	B (m)	L (m)	h (m)	γ (kN/m ³)	no.	P (kN)
Peso della struttura						
platea	8	11.8	0.8	25	1	1888
riempimento in cls	6.4	10.2	0.3	25	1	489.6
muro lato 1	0.8	11.8	17.41	25	1	4108.76
muro lato 2	0.8	6.4	17.41	25	1	2228.48
muro lato 3	0.8	11.8	17.41	25	1	4108.76
muro lato 4	0.8	6.4	17.41	25	1	2228.48
muro interno scale	0.4	4.2	18.91	25	1	794.22
pianerottoli	6.4	3	0.25	25	6	720
scale	3	4.9	0.25	25	7	643.125
apertura cunicolo	0.8	3	3.7	-25	1	-222
soletta al p.c. (pianerottolo)	6.4	3	0.4	25	1	192
soletta al p.c. (sbalzo)	3	3	0.4	25	1	90
fabbricato - muri lato lungo	0.4	11	3.58	25	2	787.6
fabbricato - muri lato lungo	0.4	6.4	3.58	25	2	458.24
fabbricato - finestre	0.4	1.6	1.75	-25	2	-56
fabbricato - porte	0.4	1	2.15	-25	2	-43
fabbricato - copertura	8.2	12	0.3	25	1	738
fabbricato - cordoli copertura	0.15	40.4	0.5	25	1	75.75
Tot.						19230

Carichi instabilizzanti	Zfalda (m)	Z p.f. (m)	DZ	A (m ²)	γ (kN/m ³)	Spinta (kN)
Sottospinta	122.75	107.75	15	94.4	10	14160

Verifica al sollevamento (UPL)	γF	U _{tot} (kN)	G _{tot} (kN)	Verifica
V _{inst,d}	1.1	14160		15576
G _{stb,d}	0.9		19230	17307
V _{inst,d} < G _{stb,d} ?				SI
F.S.				1.11

Tabella 3 – Risultati verifiche allo stato limite idraulico di sollevamento