



Comune di Desenzano del Garda

Provincia di Brescia

COMMITTENTE

Finanziaria Internazionale Investments SGR s.p.a. Fondo Finint Fenice
Via Vittorio Alfieri 1, Conegliano (TV)

PROGETTO

Progettazione strutturale esecutiva dell'adeguamento sismico, con variazione della classe d'uso da II a IV dell'immobile ubicato in via Calamar 20/22, Desenzano del Garda (BS)

FASE

PROGETTO ESECUTIVO

STRUTTURA DI PROGETTAZIONE



Progetto strutture Ing. Valentina Corras
Collaboratori Ing. Ugo Zorzi
Dott. Pietro Bolzan
Geom. Franco Schultz
Ing. Isacco Simion
Geom. Martina Marcato



ai progetti architettura ingegneria s.c.
via Peppino Impastato, 14 - 30174 Mestre - Ve tel 041 957570 fax 041 976020
architettura@ai-progetti.it ingegneria@ai-progetti.it www.ai-progetti.it
C.F.P. IVA: 03474500273 REA: 311568 Iscrizione albo: A134552

TITOLO

Relazione di calcolo strutturale

ELABORATO

RCS

DISCIPLINA

STRUTTURE

REVISIONE	DATA:	OGGETTO:	REDATTO:	VERIFICATO:	APPROVATO:	SCALA:
rev_00	21/06/2019	PRIMA EMISSIONE	P. Bolzan	U. Zorzi	V. Corras	
rev_01	01/08/2019	AGGIORNAMENTO DATI	P. Bolzan	U. Zorzi	V. Corras	J.N.
rev_02	29/10/2020	SECONDA EMISSIONE	S. Gaban	U. Zorzi	V. Corras	2160
rev_03	08/01/2021	INTEGRAZIONE AUTORIZZAZIONE SISMICA	S. Gaban	U. Zorzi	V. Corras	NOME FILE:
rev_04	__/__/__					2160-E-S-RCS-rev03.docx

Sommario

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DEL COMPLESSO	5
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
3.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	7
3.2	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	7
4	LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	7
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
5.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI	9
5.2	CARATTERISTICHE DEI NUOVI MATERIALI	17
5.2.1	ACCIAIO PER ARMATURA	17
5.2.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA PER LAMINATI A CALDO E COLLEGAMENTI: TIPO S355 J0	17
5.2.3	BULLONI	17
5.2.4	CALCESTRUZZO	17
6	INQUADRAMENTO NORMATIVO E OBBLIGHI DI VERIFICA	21
7	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	22
7.1	FONDAZIONI	22
7.2	GIUNTO SCORREVOLE TRA CAPANNONE E ZONA UFFICI	23
7.3	NUOVI SETTI	23
7.4	CONNESSIONI TRA ELEMENTI	24
7.5	RIPRISTINO DEL GIUNTO TRA I DUE FABBRICATI	25
8	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	26
8.1	VITA NOMINALE	26
8.2	CLASSE D'USO	26
8.3	CARICHI STATICI	27
8.3.1	PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI	27
8.3.2	CARICHI SUGLI ORIZZONTAMENTI	27
8.3.3	NEVE	28
8.4	AZIONE SISMICA	29
8.4.1	FATTORE DI STRUTTURA E TIPOLOGIE DI ANALISI ADOTTATE	31
9	COMBINAZIONI DI CALCOLO	32
10	MODELLI E CODICI DI CALCOLO	33

11	METODO DI ANALISI	34
11.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM	34
12	RISULTATI DI CALCOLO	35
13	RELAZIONE GEOTECNICA	43
13.1	PREMESSA.....	43
13.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO	43
13.3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO	43
13.4	VERIFICHE	43
13.4.1	PREMESSA	43
13.5	VERIFICA PLINTO.....	44
13.6	VERIFICA PLINTO ZAVORRATO.....	45
13.7	PRESSIONI MINIME FONDAZIONI ZONA UFFICI	47
13.8	PRESSIONI MINIME PLINTI DOPPI	47
14	VERIFICHE	48
14.1	PREMESSA.....	48
14.2	PILASTRO ESISTENTE.....	48
14.3	NUOVO PILASTRO	51
14.4	NUOVO PILASTRO REGGIPANNELLO.....	58
14.4.1	MENSOLA METALLICA	58
14.4.2	PILASTRO C.A.....	63
14.5	SETTO ESISTENTE	68
14.6	NUOVO SETTO	70
14.7	VERIFICA STRUTTURALE PLINTO	73
14.7.1	Verifiche della suola	74
14.8	VERIFICA STRUTTURALE PLINTO DOPPIO	75
14.9	BICCHIERE	77
14.9.1	Verifiche del bicchiere.....	78
14.10	VERIFICA CONNESSIONI TRA ELEMENTI.....	82
14.10.1	COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO CAMPATA LATERALE	82
14.10.2	COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO CAMPATA CENTRALE	92
14.10.3	COLLEGAMENTO TEGOLO TRAVE.....	94
14.10.4	COLLEGAMENTO TRAVI-PILASTRO COPERTURA UFFICI	108
14.10.5	COLLEGAMENTO TRAVI-PILASTRO PIANO PRIMO UFFICI	119
14.10.6	COLLEGAMENTO TEGOLO-TRAVE COPERTURA UFFICI	124
14.10.7	COLLEGAMENTO MENSOLA VELETTA NORD	128
14.11	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL GIUNTO SCORREVOLE CENTRALE	129
14.11.1	DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA CENTRALE	130
14.11.2	DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA LATERALE	133

14.12	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ INTERPIANO ALLO SLO	140
14.13	VERIFICA DEL GIUNTO TRA FABBRICATI	141
15	CONCLUSIONI	141

1 PREMESSA

La seguente relazione descrive il progetto esecutivo di adeguamento sismico, che interesserà una porzione di complesso per attività artigianali, sito in località Calamar a Desenzano del Garda (BS).

L'intervento di adeguamento sismico della struttura è volto al raggiungimento della classe d'uso IV.



Figura 1 - Inquadramento geografico del complesso artigianale



Figura 2 – Vista aerea del complesso artigianale

2 DESCRIZIONE DEL COMPLESSO

Il complesso risulta costituito da due porzioni aderenti a pianta rettangolare impostate a due quote differenti, con un dislivello di 2.00 ml. Le due porzioni sono caratterizzate da dimensioni massime pari a 65.00x30.00 m per ciascuna ed altezza di 9.35 ml (misurata alla testa dei pannelli perimetrali di tamponamento). Ognuna delle due porzioni è ordita su due campate di pari larghezza, sostenute da tre file di pilastri in modo da realizzare una maglia di m 14.50x11.20/11.45. La copertura è realizzata mediante elementi prefabbricati che alternano tegoli con sezione ad ala di gabbiano ed elementi di lamiera grecata coibentata con inserimento di zone in traslucido di polycarbonato. Le fondazioni sono state eseguite in opera mentre pilastri, copertura e tamponamenti esterni sono tutti elementi prefabbricati.

Nella parte del complesso a quota maggiore, nonché la parte oggetto dell'intervento di adeguamento sismico, è presente anche una porzione d'interrato di m 13.20x9.00 con muri e fondazioni eseguite in opera

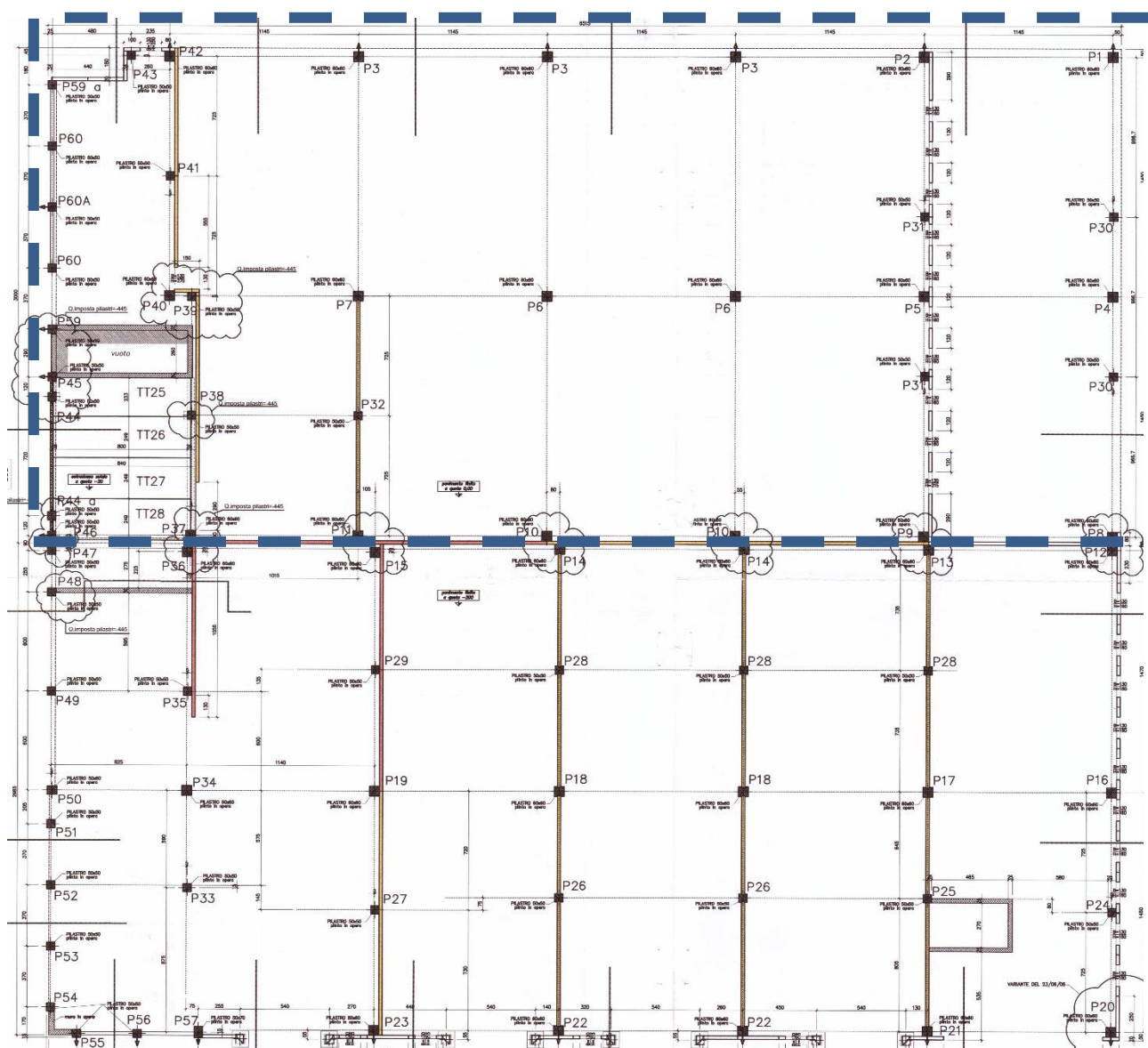


Figura 3 - Pianta dei pilastri dell'intero complesso artigianale (l'area di intervento è rappresentata dalla porzione superiore riquadrata)

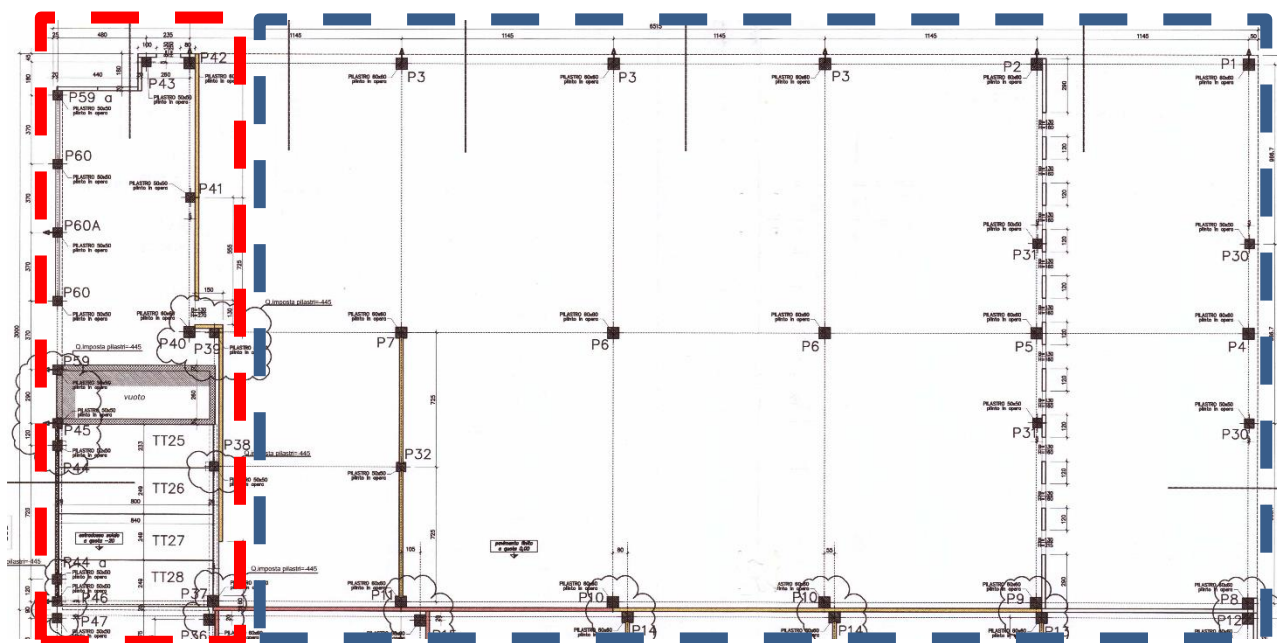


Figura 4 - In rosso ZONA UFFICI, in blu CAPANNONE

Di seguito vengono descritte le strutture realizzate in opera. Le fondazioni del capannone sono costituite da 61 plinti di fondazione del tipo a bicchiere e da una serie di travi porta pannelli lungo il perimetro dell'edificio. Le dimensioni dei plinti sono variabili da un minimo di m 2.50x2.50 per i pilastri porta pannelli dei divisori interni a m 4.00x3.70 per quelli centrali in corrispondenza del salto di quota, fino ad arrivare ad un massimo di m 4.50x4.50 per il pilastro F5 e m 5.60x3.50 per i pilastri F16-F17. L'imposta dei plinti è variabile a seconda della tipologia e l'ubicazione degli stessi; l'armatura dei plinti e dei bicchieri è invece variabile in funzione delle diverse tipologie dimensionali. La trave porta pannelli ha sezione rettangolare con dimensioni pari a cm 100x30H ed è armata con 2Ø12+4Ø8 correnti sopra e sotto più staffe Ø10/25 cm. Le fondazioni dei 4 portali d'ingresso esterni sono costituite a plinti a bicchiere da m 1.40x1.40.

I muri dei vani scala hanno spessore $s=30$ cm ed armatura costituita da una doppia rete di tondini Ø10/20 cm orizzontali e verticali con rinforzi alle estremità (1.00 ml) ottenuti mediante l'inserimento di (6+6)Ø12 verticali e staffe Ø 8/15 cm.

Le rampe scala hanno anima di altezza 14 cm e sono armate a sbalzo con 3 tondini Ø 12 superiori, 3 Ø 8 inferiori e ripartitori longitudinali Ø 8/30 cm sia sopra che sotto.

Di seguito vengono descritte invece le strutture prefabbricate. I pilastri prefabbricati hanno sezioni diverse: quadrata (60x60 - 50x50cm), rettangolare (70x50 - 60x50cm), alcuni con scanalature per l'inserimento dei pannelli divisori interni o con mensole per l'appoggio delle travi d'impalcato. Conseguentemente anche le armature verticali e le staffature differiscono caso per caso (l'armatura più ricorrente prevede 12Ø26 negli angoli e 4Ø20 lungo le pareti con staffe Ø8 passo 10 -15 cm.

Le travi sulle quali è appoggiata la copertura sono di tipo precompresso con sezione a "I" e dimensioni cm 50x110H per la pilastrata centrale, mentre dimensioni 50x80H per le pilastrate laterali. La struttura di copertura è realizzata con tegoli precompressi con conformazione ad ala di gabbiano della larghezza di m 2.50 posti ad un interasse variabile da m 4.00 a m 5.00 uno dall'altro. Gli interspazi fra tegolo e tegolo sono chiusi da pannelli in lamiera grecata coibentata ad andamento curvilineo collegati al bordo dei tegoli prefabbricati ed interrotti da elementi traslucidi in polycarbonato con funzione di lucernario.

Le travi degli impalcati intermedi hanno sezione ad "L" (dimensioni 50x60H) con mensolino d'appoggio 20x20cm posizionato in corrispondenza della base inferiore; gli impalcati sono realizzati con tegoli precompressi a sezione "TT" larghezza m 2.50 ed altezza H=40cm.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati vengono eseguiti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni e nel pieno rispetto delle normative vigenti.

La normativa attualmente in vigore in Italia è il Decreto Ministeriale del 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e la circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019 “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”. Le azioni sulle strutture sono determinate in base a quanto riportato al §3 del D.M. 17/01/2018, mentre le verifiche sulle strutture sono svolte in ottemperanza di quanto descritto al §4 del medesimo decreto.

In mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità.

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- Circ. n. 7 21/01/2019: “Istruzione per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018
- OPCM n.3274 del 20/03/03 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- OPCM n.3316 del 02/10/03 “Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003”.
- OPCM n.3431 del 03/05/05 “Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003”.

3.2 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- UNI EN 1992 – “Eurocodice 2”;
- UNI EN 1998 – “Eurocodice 8”.

4 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La conoscenza della struttura oggetto della verifica risulta di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali. Tali operazioni sono funzione degli obiettivi preposti e vanno ad interessare tutto o parte dell'opera, a seconda dell'ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

Il D.M. 17.01.2018, al cap. 8, definisce i “livelli di conoscenza” della struttura strettamente legati alle indagini conoscitive che sono state effettuate.

In base all'attendibilità dei risultati ottenuti è necessario introdurre dei “fattori di confidenza” che saranno applicati come ulteriori coefficienti di sicurezza per compensare la variabilità dei dati empirici e/o la mancanza di affidabili prescrizioni progettuali.

I dovuti “fattori di confidenza” saranno applicati all'analisi delle strutture mediante:

- coefficienti di sicurezza riduttivi delle caratteristiche meccaniche dei materiali;
- schemi di calcolo e ipotesi di rottura cautelativi e congruenti ai possibili cinatismi.

In particolare vengono distinti tre Livelli di Conoscenza (LC), a cui corrispondono i relativi fattori di confidenza, che sinteticamente si possono riassumere (in riferimento al capitolo C8A.1 “Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza” dell'Appendice al cap. C8 della Circ. n.7 del 21/01/2019):

- **LC1 - Conoscenza limitata:** rilievo geometrico completo; limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi; parametri meccanici desunti dalla letteratura; in assenza di dati geologici e d'informazioni storiche sulle strutture fondali, limitate indagini sul terreno e sulle fondazioni;

- **LC2 - Conoscenza adeguata:** rilievo geometrico completo di restituzione grafica e quadri fessurativi e deformativi; esteso ed esaustivo rilievo materico e dei dettagli costruttivi; estese indagini sui parametri meccanici dei materiali; estese indagini sul terreno e sulle fondazioni;
- **LC3 - Conoscenza accurata:** rilievo geometrico completo di restituzione grafica e quadri fessurativi e deformativi; esaustivo rilievo materico e dei dettagli costruttivi; estese ed esaustive indagini sui parametri meccanici dei materiali, sul terreno e sulle fondazioni.

In accordo con la Committenza e data l'affidabile e recente documentazione progettuale a disposizione dei progettisti, non si è previsto di condurre ulteriori indagini, ma si è fatto riferimento alla media dei valori dei risultati dalle indagini dei provini confezionati in fase di realizzazione delle strutture.

Infatti sono attualmente disponibili i progetti esecutivi originali completi delle strutture, risalenti all'aprile 2006. Oltre alla documentazione di progetto, si è in possesso della relazione finale del direttore lavori, con allegati tutti i certificati delle prove.

Inoltre il Collaudatore ha proceduto all'esecuzione di prove non distruttive sulle strutture mediante l'esecuzione di prove sclerometriche, riscontrando che le prove effettuate sui vari elementi strutturali hanno mostrato idonee classi di resistenza del calcestruzzo impiegato; in particolare sono state effettuate n.10 battute per ogni settore di struttura, ottenendo risultati idonei se non superiori al valore di resistenza caratteristica prescritto, come dimostrato anche dalle prove sui materiali.

Le prove sopracitate forniscono il valore di:

- Resistenza massima unitaria derivante dalle prove a compressione di:
 - o Pilastri
 - o Travi
 - o Capriate
 - o Diverse tipologie di tegoli prefabbricati
- Parametri resistenti delle barre di armatura
- Parametri resistenti delle reti di acciaio elettrosaldate

Tali considerazioni permettono quindi l'ottenimento di un livello di conoscenza limitata (**LC2**) e un conseguente fattore di confidenza **FC=1,20**.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

I risultati delle **prove di compressione dei provini in calcestruzzo** prelevati durante la realizzazione dell'opera sono riportati di seguito.

N.	Contrassegno provini	Dimensioni (axbxh) (mm)	Massa (Kg)	Carico Max rottura (KN)	Resistenza Max.Unit. (MPa)*	Data del getto (Dichiarata dal committente)	Data della prova
1	PILASTRI	149x151x150	8,240	1.584	70,0	07/07/06	13/09/06
2	PILASTRI	148x152x150	8,280	1.549	69,0	07/07/06	13/09/06

N.	Contrassegno provini	Dimensioni (axbxh) (mm)	Massa (Kg)	Carico Max rottura (KN)	Resistenza Max.Unit. (MPa)*	Data del getto (Dichiarata dal committente)	Data della prova
3	TRAVI	150x150x150	8,170	1.466	65,0	14/07/06	13/09/06
4	TRAVI	150x151x150	8,140	1.487	65,5	14/07/06	13/09/06

N.	Contrassegno provini	Dimensioni (axbxh) (mm)	Massa (Kg)	Carico Max rottura (KN)	Resistenza Max.Unit. (MPa)*	Data del getto (Dichiarata dal committente)	Data della prova
5	CAPRIATE	150x150x150	8,240	1.612	71,5	21/07/06	13/09/06
6	CAPRIATE	150x152x150	8,350	1.592	70,0	21/07/06	13/09/06

N.	Contrassegno provini	Dimensioni (axbxh) (mm)	Massa (Kg)	Carico Max rottura (KN)	Resistenza Max.Unit. (MPa)*	Data del getto (Dichiarata dal committente)	Data della prova
7	PILASTRI	150x150x150	8,160	1.537	68,5	28/07/06	13/09/06
8	PILASTRI	150x151x150	8,150	1.530	67,5	28/07/06	13/09/06

N.	Contrassegno provini	Dimensioni (axbxh) (mm)	Massa (Kg)	Carico Max rottura (KN)	Resistenza Max.Unit. (MPa)*	Data del getto (Dichiarata dal committente)	Data della prova
1	TTH 21	150x150x150	8,200	1.521	67,0	07/07/06	13/09/06
2	TTH 21	151x150x150	8,240	1.534	67,5	07/07/06	13/09/06

N.	Contrassegno provini	Dimensioni (axbxh) (mm)	Massa (Kg)	Carico Max rottura (KN)	Resistenza Max.Unit. (MPa)*	Data del getto (Dichiarata dal committente)	Data della prova
3	TTH 36	151x150x150	8,320	1.573	69,5	14/07/06	13/09/06
4	TTH 36	150x150x150	8,290	1.591	70,5	14/07/06	13/09/06

N.	Contrassegno provini	Dimensioni (axbxh) (mm)	Massa (Kg)	Carico Max rottura (KN)	Resistenza Max.Unit. (MPa)*	Data del getto (Dichiarata dal committente)	Data della prova
5	TTH 40	150x152x150	8,300	1.697	74,5	21/07/06	13/09/06
6	TTH 40	150x151x150	8,290	1.822	80,5	21/07/06	13/09/06

N.	Contrassegno provini	Dimensioni (axbxh) (mm)	Massa (Kg)	Carico Max rottura (KN)	Resistenza Max.Unit. (MPa)*	Data del getto (Dichiarata dal committente)	Data della prova
7	PLINTO	150x150x150	8,190	1.533	68,0	28/07/06	13/09/06
8	PLINTO	149x150x150	8,150	1.574	70,5	28/07/06	13/09/06

Di seguito si riportano i risultati delle **prove a trazione e piegamento delle barre di armatura.**

N.	Ø Nom. (mm)	Lung. (cm)	Peso (gr)	Ø Equi. (mm)	Tensione di snervam. f_y (MPa)*	Tensione di Rottura f_t (MPa)*	A_s % (Lo=5Ø)	f_y f_{yk}	\bar{f}_t \bar{f}_y	Marchio Ident. (1)	Esito prova di Pieg. (2)	Diametro mandrino Ø (mm)
1	26	40,2	1662,2	25,90	582,6	717,8	20,4	1,35	1,23	46	N.C.	312
2	26	37,9	1564,1	25,88	582,6	716,1	20,1	1,35	1,23	46	N.C.	312
3	26	34,2	1406,7	25,84	582,5	717,4	20,7	1,35	1,23	46	N.C.	312

N.	Ø Nom. (mm)	Lung. (cm)	Peso (gr)	Ø Equi. (mm)	Tensione di snervam. f_y (MPa)*	Tensione di Rottura f_t (MPa)*	A_5 % (Lo=5Ø)	$\frac{f_y}{f_{yk}}$	$\frac{\bar{f}_t}{\bar{f}_y}$	Marchio Ident. (1)	Esito prova di Piega (2)	Diametro mandrino Ø (mm)
1	16	40,4	628,3	15,89	544,9	635,7	23,5	1,27	1,17	37	N.C.	128
2	16	40,8	629,3	15,82	542,1	633,7	23,1	1,26	1,17	37	N.C.	128
3	16	40,1	624,1	15,89	539,8	630,7	23,9	1,26	1,17	37	N.C.	128

Barre di acciaio saldabile ad aderenza migliorata per cemento armato.

Risultati delle prove di trazione e valori dell'allungamento percentuale dopo rottura.

Data di prelievo	Saggio	Colata	Diam. nom. (mm)	Sezione effettiva (mm ²)	Variaz. percent. (%)	F _y (kN)	f _y (N/mm ²)	F _t (kN)	f _t (N/mm ²)	f _y /430	Allung. A _s (%)
31.01.06	556	1839	8	51,3	2,1	26,15	510	30,35	592	1,19	25,0
31.01.06	557	1839	8	52,6	4,6	28,06	533	32,37	615	1,24	25,0
31.01.06	558	1839	8	52,6	4,6	26,59	506	30,79	585	1,18	22,0
31.01.06	559	1839	8	51,3	2,1	26,05	508	30,20	589	1,18	30,0
31.01.06	560	1839	8	51,9	3,3	28,60	551	32,03	617	1,28	25,0
31.01.06	561	2252	10	81,2	3,4	40,28	496	47,26	582	1,15	30,0
31.01.06	562	2252	10	82,2	4,7	42,48	517	48,73	593	1,20	26,0
31.01.06	563	2252	10	81,2	3,4	40,93	504	47,75	588	1,17	28,0
31.01.06	564	2252	10	81,2	3,4	40,61	500	47,43	584	1,16	26,0
31.01.06	565	2252	10	80,9	3,0	40,85	505	47,64	589	1,17	26,0
31.01.06	566	1834	14	162,7	5,7	85,25	524	100,55	618	1,22	25,0
31.01.06	567	1834	14	163,1	6,0	84,16	516	99,82	612	1,20	24,0
31.01.06	568	1834	14	163,1	6,0	83,02	509	94,60	580	1,18	26,0
31.01.06	569	1834	14	162,4	5,5	86,56	533	100,69	620	1,24	22,0
31.01.06	570	1834	14	157,0	2,0	84,00	535	98,13	625	1,24	22,0
27.02.06	571	72263	8	53,2	5,8	28,24	531	31,75	597	1,23	22,0
27.02.06	572	72263	8	52,9	5,2	26,91	509	30,56	578	1,18	25,0
27.02.06	573	72263	8	52,9	5,2	28,44	538	32,20	609	1,25	22,0
27.02.06	574	72263	8	53,2	5,8	28,40	534	31,80	598	1,24	25,0
27.02.06	575	72263	8	52,9	5,2	27,49	520	31,19	590	1,21	25,0
27.02.06	576	A413	12	118,4	4,7	59,56	503	71,16	601	1,17	25,0
27.02.06	577	A413	12	117,8	4,2	59,96	509	71,50	607	1,18	26,0
27.02.06	578	A413	12	117,5	3,9	62,39	531	72,97	621	1,23	25,0
27.02.06	579	A413	12	117,2	3,6	60,12	513	71,49	610	1,19	26,0
27.02.06	580	A413	12	117,8	4,2	59,37	504	71,15	604	1,17	23,0
27.02.06	581	1159	16	199,3	-0,9	103,64	520	118,98	597	1,21	18,0
27.02.06	582	1159	16	197,4	-1,8	104,23	528	120,61	611	1,23	22,0
27.02.06	583	1159	16	198,7	-1,2	109,48	551	124,39	626	1,28	20,0
27.02.06	584	1159	16	198,4	-1,3	103,37	521	119,64	603	1,21	21,0
27.02.06	585	1159	16	198,7	-1,2	103,72	522	119,02	599	1,21	22,0
29.03.06	586	1425	8	53,2	5,8	27,39	515	32,44	610	1,20	22,0
29.03.06	587	1425	8	53,8	7,0	28,79	535	32,99	613	1,24	25,0
29.03.06	588	1425	8	54,1	7,6	29,67	548	32,75	605	1,27	25,0
29.03.06	589	1425	8	52,9	5,2	28,60	541	33,52	634	1,26	22,0
29.03.06	590	1425	8	53,8	7,0	29,71	552	33,10	615	1,28	22,0
29.03.06	591	573	10	81,9	4,3	41,83	511	48,78	596	1,19	26,0
29.03.06	592	573	10	80,9	3,0	41,25	510	48,61	601	1,19	28,0
29.03.06	593	573	10	82,8	5,4	43,39	524	50,93	615	1,22	26,0
29.03.06	594	573	10	80,9	3,0	41,17	509	48,29	597	1,18	24,0
29.03.06	595	573	10	81,5	3,8	41,66	511	48,84	599	1,19	24,0

Risultati delle prove di trazione e valori dell'allungamento percentuale dopo rottura.

Data di prelievo	Saggio	Colata	Diam. nom. (mm)	Sezione effettiva (mm ²)	Variaz. percent. (%)	F _y (kN)	f _y (N/mm ²)	F _t (kN)	f _t (N/mm ²)	f _t /430	Allung. A ₅ (%)
29.03.06	596	72538	14	158,9	3,2	84,06	529	97,09	611	1,23	24,0
29.03.06	597	72538	14	158,6	3,0	82,95	523	96,27	607	1,22	25,0
29.03.06	598	72538	14	158,9	3,2	84,85	534	97,72	615	1,24	24,0
29.03.06	599	72538	14	158,6	3,0	83,58	527	96,90	611	1,23	24,0
29.03.06	600	72538	14	157,9	2,6	80,84	512	94,58	599	1,19	24,0
28.04.06	601	1021	8	52,8	5,0	28,34	537	32,20	610	1,25	27,0
28.04.06	602	1021	8	52,5	4,4	28,28	539	32,21	614	1,25	27,0
28.04.06	603	1021	8	52,1	3,6	26,80	514	32,01	614	1,20	25,0
28.04.06	604	1021	8	52,8	5,0	28,13	533	31,98	606	1,24	25,0
28.04.06	605	1021	8	52,8	5,0	28,18	534	32,35	613	1,24	27,0
28.04.06	606	1664	12	115,2	1,9	58,29	506	70,16	609	1,18	25,0
28.04.06	607	1664	12	116,5	3,0	58,72	504	71,30	612	1,17	25,0
28.04.06	608	1664	12	115,6	2,2	58,49	506	71,79	621	1,18	26,0
28.04.06	609	1664	12	116,2	2,7	58,56	504	71,58	616	1,17	21,0
28.04.06	610	1664	12	116,2	2,7	59,38	511	71,35	614	1,19	26,0
28.04.06	611	1715	16	203,8	1,4	107,20	526	129,01	633	1,22	22,0
28.04.06	612	1715	16	203,5	1,2	107,24	527	128,21	630	1,23	20,0
28.04.06	613	1715	16	203,8	1,4	107,00	525	128,60	631	1,22	21,0
28.04.06	614	1715	16	203,8	1,4	107,81	529	130,02	638	1,23	23,0
28.04.06	615	1715	16	203,5	1,2	107,45	528	129,43	636	1,23	22,0
31.05.06	616	2510367	10	79,6	1,3	41,80	525	51,43	646	1,22	22,0
31.05.06	617	2510367	10	79,0	0,6	39,57	501	51,02	646	1,17	24,0
31.05.06	618	2510367	10	78,4	-0,2	41,21	526	49,05	626	1,22	24,0
31.05.06	619	2510367	10	80,3	2,2	41,33	515	52,01	648	1,20	22,0
31.05.06	620	2510367	10	79,0	0,6	40,91	518	48,81	618	1,20	22,0
31.05.06	621	1508417	12	116,5	3,0	60,93	523	72,35	621	1,22	26,0
31.05.06	622	1508417	12	116,5	3,0	60,58	520	70,72	607	1,21	23,0
31.05.06	623	1508417	12	116,5	3,0	60,35	518	70,95	609	1,20	25,0
31.05.06	624	1508417	12	115,6	2,2	59,19	512	69,94	605	1,19	26,0
31.05.06	625	1508417	12	115,9	2,5	58,18	502	68,96	595	1,17	26,0
31.05.06	626	1229	14	163,0	5,9	87,86	539	98,78	606	1,25	21,0
31.05.06	627	1229	14	162,4	5,5	85,10	524	98,58	607	1,22	25,0
31.05.06	628	1229	14	162,3	5,4	86,02	530	98,84	609	1,23	22,0
31.05.06	629	1229	14	162,3	5,4	85,37	526	98,84	609	1,22	22,0
31.05.06	630	1229	14	162,9	5,8	87,97	540	99,04	608	1,26	21,0

I risultati delle elaborazioni statistiche, effettuate ai sensi dell'Allegato 4 del D.M. 09/01/1996 sui 75 saggi di cui alla tabella precedente, sono di seguito riportati.

	Valore medio f _m (N/mm ²)	Scarto tipo s (N/mm ²)	Valore caratteristico f _k (N/mm ²)
Tensione di snervamento	521,4	13,47	494,7
Tensione di rottura	609,7	15,25	579,5

Il valore caratteristico delle tensioni di snervamento e di rottura è stato calcolato in base alla relazione: $f_k = f_m - k \cdot s$, con $k = 1,98$ per $n = 75$.

Reti di acciaio elettrosaldate per cemento armato.

Risultati delle prove di trazione e valori dell'allungamento percentuale dopo rottura.

Data di prelievo	Saggio	Colata	Diam. nom. (mm)	Sezione effettiva (mm ²)	Variaz. percent. (%)	F _y (kN)	f _y (N/mm ²)	F _t (kN)	f _t (N/mm ²)	f _y /430	Allung. A _g (%)
31.01.06	556	1839	8	51,3	2,1	26,15	510	30,35	592	1,19	25,0
31.01.06	557	1839	8	52,6	4,6	28,06	533	32,37	615	1,24	25,0
31.01.06	558	1839	8	52,6	4,6	26,59	506	30,79	585	1,18	22,0
31.01.06	559	1839	8	51,3	2,1	26,05	508	30,20	589	1,18	30,0
31.01.06	560	1839	8	51,9	3,3	28,60	551	32,03	617	1,28	25,0
31.01.06	561	2252	10	81,2	3,4	40,28	496	47,26	582	1,15	30,0
31.01.06	562	2252	10	82,2	4,7	42,48	517	48,73	593	1,20	26,0
31.01.06	563	2252	10	81,2	3,4	40,93	504	47,75	588	1,17	28,0
31.01.06	564	2252	10	81,2	3,4	40,61	500	47,43	584	1,16	26,0
31.01.06	565	2252	10	80,9	3,0	40,85	505	47,64	589	1,17	26,0
31.01.06	566	1834	14	162,7	5,7	85,25	524	100,55	618	1,22	25,0
31.01.06	567	1834	14	163,1	6,0	84,16	516	99,82	612	1,20	24,0
31.01.06	568	1834	14	163,1	6,0	83,02	509	94,60	580	1,18	26,0
31.01.06	569	1834	14	162,4	5,5	86,56	533	100,69	620	1,24	22,0
31.01.06	570	1834	14	157,0	2,0	84,00	535	98,13	625	1,24	22,0
27.02.06	571	72263	8	53,2	5,8	28,24	531	31,75	597	1,23	22,0
27.02.06	572	72263	8	52,9	5,2	26,91	509	30,56	578	1,18	25,0
27.02.06	573	72263	8	52,9	5,2	28,44	538	32,20	609	1,25	22,0
27.02.06	574	72263	8	53,2	5,8	28,40	534	31,80	598	1,24	25,0
27.02.06	575	72263	8	52,9	5,2	27,49	520	31,19	590	1,21	25,0
27.02.06	576	A413	12	118,4	4,7	59,56	503	71,16	601	1,17	25,0
27.02.06	577	A413	12	117,8	4,2	59,96	509	71,50	607	1,18	26,0
27.02.06	578	A413	12	117,5	3,9	62,39	531	72,97	621	1,23	25,0
27.02.06	579	A413	12	117,2	3,6	60,12	513	71,49	610	1,19	26,0
27.02.06	580	A413	12	117,8	4,2	59,37	504	71,15	604	1,17	23,0
27.02.06	581	1159	16	199,3	-0,9	103,64	520	118,98	597	1,21	18,0
27.02.06	582	1159	16	197,4	-1,8	104,23	528	120,61	611	1,23	22,0
27.02.06	583	1159	16	198,7	-1,2	109,48	551	124,39	626	1,28	20,0
27.02.06	584	1159	16	198,4	-1,3	103,37	521	119,64	603	1,21	21,0
27.02.06	585	1159	16	198,7	-1,2	103,72	522	119,02	599	1,21	22,0
29.03.06	586	1425	8	53,2	5,8	27,39	515	32,44	610	1,20	22,0
29.03.06	587	1425	8	53,8	7,0	28,79	535	32,99	613	1,24	25,0
29.03.06	588	1425	8	54,1	7,6	29,67	548	32,75	605	1,27	25,0
29.03.06	589	1425	8	52,9	5,2	28,60	541	33,52	634	1,26	22,0
29.03.06	590	1425	8	53,8	7,0	29,71	552	33,10	615	1,28	22,0
29.03.06	591	573	10	81,9	4,3	41,83	511	48,78	596	1,19	26,0
29.03.06	592	573	10	80,9	3,0	41,25	510	48,61	601	1,19	28,0
29.03.06	593	573	10	82,8	5,4	43,39	524	50,93	615	1,22	26,0
29.03.06	594	573	10	80,9	3,0	41,17	509	48,29	597	1,18	24,0
29.03.06	595	573	10	81,5	3,8	41,66	511	48,84	599	1,19	24,0

Risultati delle prove di trazione, allungamento percentuale e resistenza al distacco del nodo.

Data di prelievo	Saggio	Lotto	Diam. nom. (mm)	Lati maglia (mmxmm)	Sezione effettiva (mm²)	Variaz. perc. (%)	F _{0.2} (kN)	f _{0.2} (N/mm²)	F _t (kN)	f _t (N/mm²)	Rapp. f _t /f _{0.2}	Allung. A ₁₀ (%)	Resist. distacco (kN)
28.04.06	2221	31	6	150x150	28,2	-0,3	15,87	563	17,86	633	1,12	10,0	11,31
28.04.06	2222	31	6	150x150	28,2	-0,3	15,10	535	17,29	613	1,15	11,0	8,98
28.04.06	2223	31	6	150x150	28,3	0,1	14,69	519	16,63	588	1,13	11,0	9,31
28.04.06	2224	31	6	150x150	28,3	0,1	15,25	539	16,97	600	1,11	10,0	9,28
28.04.06	2225	31	6	150x150	28,1	-0,6	15,07	536	17,00	605	1,13	10,0	9,13
28.04.06	2226	31	6	150x150	28,2	-0,3	15,57	552	17,67	627	1,14	10,0	9,13
28.04.06	2227	31	6	150x150	28,3	0,1	15,33	542	17,11	605	1,12	11,0	9,23
28.04.06	2228	31	6	150x150	28,4	0,4	15,00	528	17,39	612	1,16	11,0	9,01
28.04.06	2229	31	6	150x150	28,2	-0,3	14,23	505	16,40	582	1,15	11,0	8,98
28.04.06	2230	31	6	150x150	28,3	0,1	14,52	513	16,29	576	1,12	10,0	9,74
28.04.06	2231	31	6	150x150	28,4	0,4	13,80	486	16,38	577	1,19	11,0	8,15
28.04.06	2232	31	6	150x150	28,3	0,1	14,61	516	16,25	574	1,11	10,0	8,73
28.04.06	2233	31	6	150x150	28,2	-0,3	14,25	505	15,86	562	1,11	11,0	8,67
28.04.06	2234	31	6	150x150	28,2	-0,3	14,31	507	16,02	568	1,12	11,0	9,15
28.04.06	2235	31	6	150x150	28,3	0,1	14,57	515	16,90	597	1,16	10,0	9,27
28.04.06	2236	31	6	150x150	28,2	-0,3	14,75	523	16,49	585	1,12	11,0	9,05
28.04.06	2237	31	6	150x150	28,1	-0,6	14,36	511	16,13	574	1,12	10,0	8,81
28.04.06	2238	31	6	150x150	28,1	-0,6	13,92	495	15,67	558	1,13	11,0	8,77
28.04.06	2239	31	6	150x150	28,2	-0,3	14,80	525	16,35	580	1,10	10,0	9,03
28.04.06	2240	31	6	150x150	28,2	-0,3	13,95	495	16,00	567	1,15	11,0	9,66
31.05.06	2241	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,60	561	17,48	629	1,12	10,0	8,50
31.05.06	2242	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,48	557	17,33	623	1,12	11,0	8,50
31.05.06	2243	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,32	551	17,43	627	1,14	11,0	8,75
31.05.06	2244	42	6	100x200	27,7	-2,0	15,20	549	17,37	627	1,14	11,5	9,01
31.05.06	2245	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,77	567	17,60	633	1,12	11,0	8,50
31.05.06	2246	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,47	556	17,50	629	1,13	10,0	8,70
31.05.06	2247	42	6	100x200	27,8	-1,7	14,98	539	17,33	623	1,16	10,0	8,93
31.05.06	2248	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,11	544	17,10	615	1,13	11,0	8,58
31.05.06	2249	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,54	559	17,35	624	1,12	11,0	8,74
31.05.06	2250	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,58	560	17,74	638	1,14	11,5	8,49
31.05.06	2251	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,47	556	17,58	632	1,14	10,0	8,47
31.05.06	2252	42	6	100x200	27,7	-2,0	14,87	537	17,18	620	1,15	11,5	8,76
31.05.06	2253	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,35	552	17,43	627	1,14	11,0	8,80
31.05.06	2254	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,36	553	17,16	617	1,12	10,0	9,21
31.05.06	2255	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,49	557	17,28	622	1,12	11,0	9,26
31.05.06	2256	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,41	554	17,22	619	1,12	11,0	9,26
31.05.06	2257	42	6	100x200	27,7	-2,0	14,96	540	16,95	612	1,13	10,0	9,28
31.05.06	2258	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,37	553	17,39	626	1,13	11,5	8,56
31.05.06	2259	42	6	100x200	27,8	-1,7	14,83	533	16,94	609	1,14	11,5	8,58
31.05.06	2260	42	6	100x200	27,8	-1,7	15,54	559	17,55	631	1,13	11,5	9,26

I risultati delle elaborazioni statistiche, effettuate ai sensi dell'Allegato 5 del D.M. 09/01/1996, sugli 80 saggi di cui alla tabella precedente, sono di seguito riportati.

	Valore medio f_m (N/mm²)	Scarto tipo s (N/mm²)	Valore caratteristico f_k (N/mm²)
Tensione allo 0.2% di scostamento dalla proporzionalità	516,3	36,19	445,0
Tensione di rottura	590,3	35,07	521,2

Il valore caratteristico delle tensioni allo 0.2 % di scostamento dalla proporzionalità e di rottura è stato calcolato in base alla relazione: $f_k = f_m - k \cdot s$, con $k = 1.97$ per $n = 80$.

Si riportano di seguito le medie ottenuti per i materiali, distinguendo per il calcestruzzo le strutture prefabbricate e le strutture in opera.

CLS PREFABBRICATI		
Rcm	69,71	Mpa
fck	49,86	Mpa
fcmm	57,86	Mpa
fctm	4,06	Mpa
fctk	2,84	Mpa
Ecm	37251,40	Mpa
Ecm,fessurato	18625,70	Mpa
G	15521,42	Mpa
L.C.	1,2	
yc	1,5	
fcd_dutt	48,22	Mpa
fcd_frag	32,15	Mpa

CLS IN OPERA		
Rcm	69,25	Mpa
fck	49,48	Mpa
fcmm	57,48	Mpa
fctm	4,04	Mpa
fctk	2,83	Mpa
Ecm	37176,80	Mpa
Ecm,fessurato	18588,40	Mpa
G	15490,33	Mpa
L.C.	1,2	
yc	1,5	
fcd_dutt	47,90	Mpa
fcd_frag	31,93	Mpa

ARMATURA C.A.		
fy	523,37	Mpa
ft	614,12	Mpa
L.C.	1,2	
fyd	436,14	Mpa

5.2 CARATTERISTICHE DEI NUOVI MATERIALI

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C laminato a caldo, secondo D.M. 17-01-2018, classe di duttilità C secondo Eurocodice 2, appendice C.1.

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura e rapporti tra le tensioni:

$$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$$

$$1.13 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1.35$$

$$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1.25$$

Allungamento percentuale caratteristico:

$$(A_{gt})_k \geq 7.0 \%$$

5.2.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA PER LAMINATI A CALDO E COLLEGAMENTI: TIPO S355 J0

Acciaio tipo S355 J0 zincato a caldo conforme alle prescrizioni di cui all'Eurocodice 3:

Tensione di rottura	$f_t \geq$	510	MPa	per spessori fino a 40 mm;
Tensione di snervamento	$f_y \geq$	355	MPa	per spessori fino a 40 mm;
Modulo elastico	$E =$	206	GPa.	

5.2.3 BULLONI

Classe 10.9.

Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 10.9. Dadi e rosette associati secondo prescrizioni dell'Eurocodice 3.

Resistenza ultima a trazione	$f_{u,N} =$	1000	MPa;
Resistenza di snervamento	$f_{y,N} =$	900	MPa.

5.2.4 CALCESTRUZZO

Classificazione secondo norme UNI-EN 206-2016, UNI 11104:2016 e UNI EN 1992-1-1:2015.

La tabella seguente riassume le caratteristiche meccaniche per i calcestruzzi di classe compresa tra C 12/15 e C 90/105, dove il primo numero corrisponde alla resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} ed il secondo alla resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube}$.

Classi di resistenza dei calcestruzzi														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Le tabelle riportate nel seguito contengono le classi di esposizione stabilite dalla UNI 11104:2016 e le prescrizioni per i valori limite di composizione del calcestruzzo.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti¹⁾		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.
XF4	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
6 Attacco chimico ^{*)}		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.
^{*)} Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione. ^{**)} Da parte di acque del terreno e acque fluenti.		

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30		28/35	28,35	32/40	35/45		
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340		360	320	340	360		
Contenuto minimo in aria (%)											3,0 ²⁾							
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ³⁾			

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Le classi di calcestruzzo previste da progetto sono di seguito elencate.

5.2.4.1 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

CALCESTRUZZO				
CLASSE C25/30				
f _{ck}	=	25.00	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
f _{ck,cube}	=	30.00	MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f _{cm}	=	33.00	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f _{ctm}	=	2.56	MPa	Resistenza media cilindrica a trazione
f _{ctk}	=	1.80	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione
f _{ctfm}	=	3.08	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione per flessione
E _{cm}	=	31475.81	MPa	Modulo elastico istantaneo
ρ	=	2400.00	kg/m³	Densità
ALTRE CARATTERISTICHE				
Consistenza	=		S4	
Classe di esposizione	=		XC2	
Max A/C	=		0.60	
Minimo contenuto di cemento	=		280.00	kg/m³

CALCESTRUZZO				
MATERIALE		C30/37		
f _{ck}	=	30,00	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
f _{ck,cube}	=	37,00	MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f _{cm}	=	38,00	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f _{ctm}	=	2,90	MPa	Resistenza media cilindrica a trazione
f _{ctk}	=	2,03	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione
f _{ctfm}	=	3,48	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione per flessione
E _{cm}	=	32836,57	MPa	Modulo elastico istantaneo
ρ	=	2400,00	kg/m³	Densità
ALTRE CARATTERISTICHE				
Consistenza	=	S4		
Classe di esposizione	=	XC3		
Max A/C	=	0,55		
Classe di resistenza minima	=	C30/37		
Minimo contenuto di cemento	=	320,00	kg/m³	

6 INQUADRAMENTO NORMATIVO E OBBLIGHI DI VERIFICA

Come già asserito, allo stato attuale sono in vigore le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) del 17/01/2018. Tali norme disciplinano in senso generale tutte le attività di progettazione, costruzione e intervento sulle costruzioni nuove ed esistenti.

Al capitolo 8 di tali norme è definita costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se (estratto di normativa al §8.3 delle NTC18):

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti è obbligatoria nei seguenti casi (estratto di normativa al §8.3 delle NTC18):

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 ;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abilitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Per quanto concerne le opere strutturali oggetto di questa relazione si ricade nell'obbligo della valutazione della sicurezza secondo quanto prescritto al §8.3 delle NTC18, venendo modificata la destinazione d'uso di parte dello stabile e passando quindi alla classe d'uso IV.

Per quanto riguarda la classificazione degli interventi si individuano le seguenti categorie di intervento (§8.4):

- interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.

Riportando un estratto del § 8.4.3, l'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

“e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV”.

Nel nostro caso è quindi evidente che sia necessario procedere ad un intervento di adeguamento.

Il capitolo § 8.4.3. prosegue così: “Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta \geq 0,80$ ”, dove ζ è il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Si procederà quindi alla progettazione di tutti gli interventi necessari per l'ottenimento dell'adeguamento sismico.

7 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Si riporta di seguito la descrizione sommaria degli interventi previsti per ottenere l'adeguamento sismico. Maggiori dettagli su ciascun tipo di intervento si possono trovare negli elaborati grafici strutturali facenti parte del presente progetto.

Il presente progetto riguarda gli interventi sulle strutture dell'edificio. Tuttavia si prevedono nel computo metrico del presente progetto le indicazioni sui soli interventi edili di ripristino al grezzo conseguenti alle demolizioni e/o alle modifiche sulle opere esistenti, quali, a titolo di esempio, i ripristini locali di impermeabilizzazioni, le scossaline, le sigillature.

Si rimandano al progetto architettonico gli eventuali dettagli sugli interventi edili previsti e le ulteriori opere edili non previste nel presente.

7.1 FONDAZIONI

A livello di fondazione si esegue un collegamento dei bicchieri del capannone, che non risultano verificati, al pavimento industriale. Il collegamento viene realizzato tramite l'inghisaggio di nuove barre sul pilastro e sul paramento superiore del bicchiere. Nell'intorno dei pilastri è prevista una zona di ringrosso di 30, che sarà poi collegata al pavimento di 10 cm esistente.

In corrispondenza dei pilastri adiacenti all'altro fabbricato, si procederà a connettere la soletta del pavimento direttamente al pilastro in quanto la fondazione è impostata ad un livello inferiore.

Il collegamento di questi ultimi pilastri permetterà di limitarne la lunghezza libera di inflessione ponendo un vincolo alla stessa quota delle fondazioni degli altri pilastri. Così facendo si migliora la risposta sismica globale delle strutture del capannone, che si comporteranno in modo più uniforme.

In corrispondenza di due plinti, per permettere il soddisfacimento della verifica a ribaltamento, sono previste delle zavorre. Queste saranno ottenute sostituendo il materiale di riporto con un getto in c.a. tra l'estradosso del plinto e il pavimento industriale.

7.2 GIUNTO SCORREVOLE TRA CAPANNONE E ZONA UFFICI

Nello stato di fatto l'edificio è costituito da una zona uffici e dal capannone, queste due porzioni hanno una risposta diversa in caso di sisma.

La zona uffici assume un comportamento più rigido, dovuto alla presenza del vano scala centrale in c.a. e alla presenza di un piano rigido intermedio. La zona del capannone invece presenta la classica struttura prefabbricata con pilastri incastrati alla base ed è caratterizzata dalla mancanza del piano rigido in copertura. La parte del capannone, quando sottoposta all'azione di un sisma parallelo alle travi principali di copertura, presenta una deformazione maggiore rispetto alla zona uffici. Ciò comporta che parte della massa sismica del capannone va a gravare sulle strutture della zona uffici. Tale effetto è deleterio per due motivi principali:

- le strutture della zona uffici sono insufficienti a sopportare anche il carico sismico del capannone;
- le travi principali della copertura del capannone fungono da puntoni che trasmettono l'azione sismica del capannone alla zona uffici. Ciò fa nascere delle sollecitazioni in corrispondenza del nodo trave pilastro troppo elevate per poter essere trasmesse.

Per eliminare l'interazione tra le due parti dell'edificio in caso di sisma longitudinale, viene previsto un appoggio scorrevole con un inserto in teflon. Per evitare fenomeni di martellamento viene prevista la demolizione delle teste delle travi di copertura (lato zona uffici).

Anche nei pannelli prefabbricati lungo il lato maggiore dovranno essere ricavati dei giunti per consentire lo spostamento.

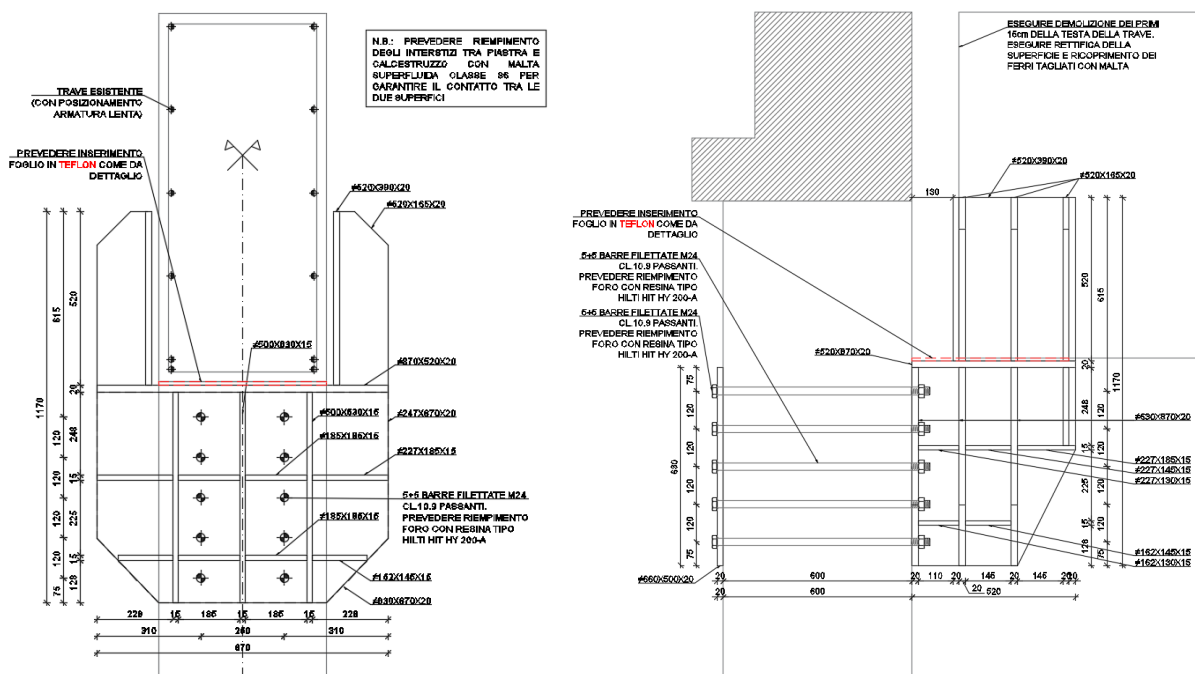


Figura 5 - Appoggio scorrevole centrale

7.3 NUOVI SETTI

Nella zona uffici è presente un unico vano scala posizionato centralmente. Tale configurazione strutturale porta ad un'elevata eccentricità. Per rendere più regolare la struttura è necessario inserire dei nuovi setti di controventamento in c.a. posizionati lontano del baricentro della struttura.

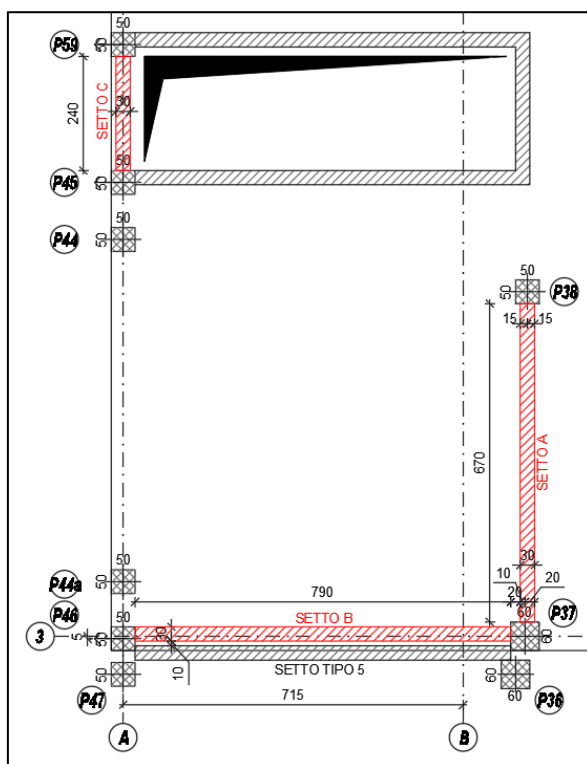


Figura 6 - Planimetria interventi setti

Si prevedono tre interventi distinti:

- A) Nuovo setto che va dall'interrato all'intradosso del piano primo. Il setto viene reso solidale alle travi di piano e ai pilastri che lo contengono tramite l'inghisaggio di barre;
- B) Nuovo setto che va dall'interrato all'intradosso della copertura. Il setto viene reso solidale ai pilastri che lo contengono tramite l'inghisaggio di barre;
- C) Si prevede un sopralzo del setto esistente esterno appartenente al vano scale. Il setto dovrà essere prolungato fino ad arrivare alla quota del primo piano (rigido).

7.4 CONNESSIONI TRA ELEMENTI

Devono essere realizzati nuovi collegamenti tra i vari elementi prefabbricati, in quanto gli spinotti esistenti risultano insufficienti nella maggior parte dei casi. In particolare andranno previste le seguenti connessioni:

- Trave di copertura - pilastro (capannone);
- Trave di copertura – tegolo alare;
- Trave di copertura – pilastro (zona uffici);
- Trave di piano – pilastro (zona uffici);
- Soletta di sbarco scale – trave di piano (zona uffici);
- Tegolo TT di copertura – trave di bordo (zona uffici);
- Pannelli prefabbricati – elementi vari.

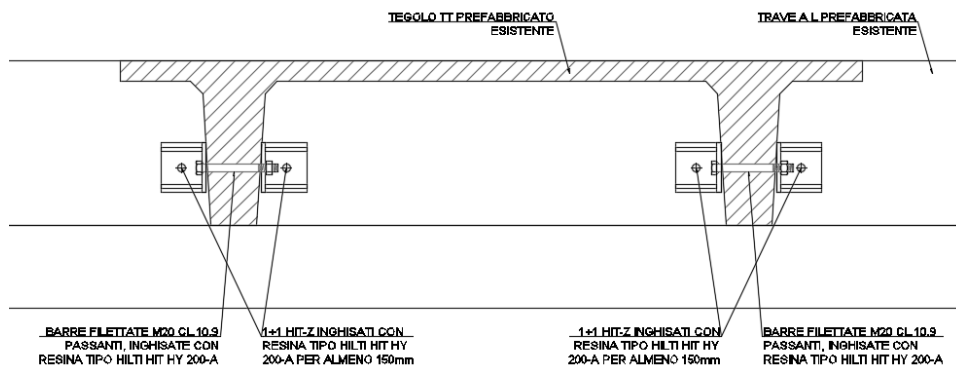


Figura 7 - Collegamento tegolo TT - trave di bordo

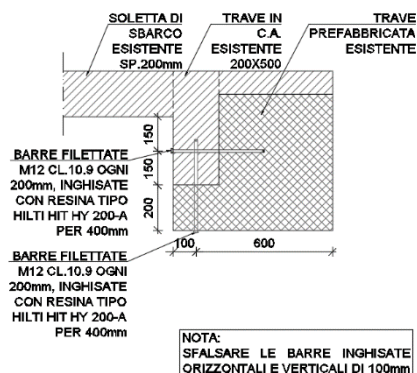


Figura 8 - Collegamento soletta di sbarco delle scale - trave di bordo

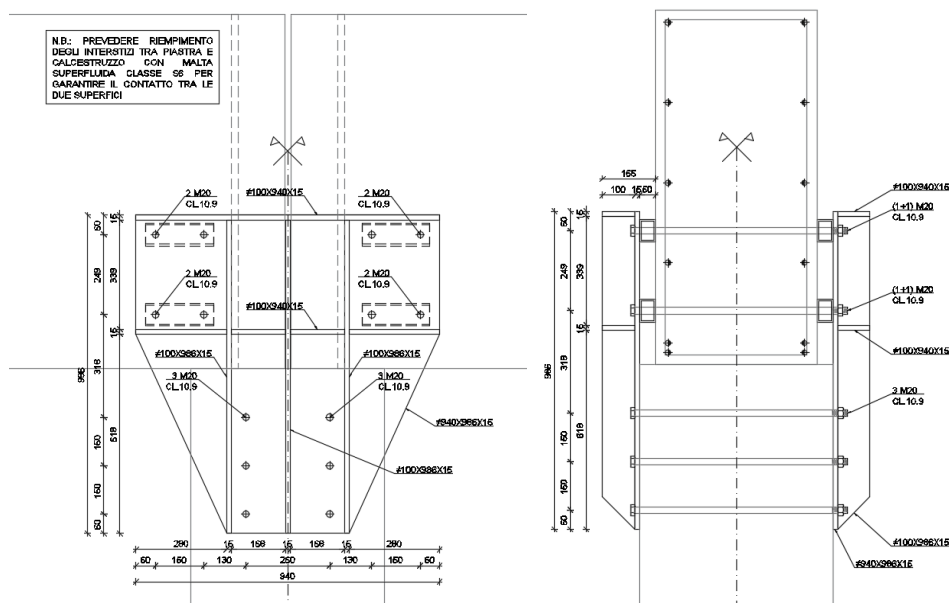


Figura 9- Collegamento trave - pilastro (capannone)

7.5 RIPRISTINO DEL GIUNTO TRA I DUE FABBRICATI

Tra il fabbricato ovest, oggetto dell'intervento, e il fabbricato est, il giunto presente tra due pilastri adiacenti è eliminato di fatto dalla presenza dei pannelli prefabbricati (di spessore 20 cm). Dal momento che non è possibile intervenire tagliando i pannelli prefabbricati, la cui proprietà è condivisa con il vicinante, è necessario prevedere lo spostamento della fila di pilastri più vicina al confine.

Si prevedono pertanto i seguenti interventi:

- Smontaggio della copertura esistente;
- Scavo nell'intorno dei pilastri esistenti per scoprire il plinto tra i due fabbricati;
- Realizzazione di nuovi pilastri reggipannello e collegamento degli stessi ai pannelli prefabbricati di confine tramite carpenteria metallica e tasselli meccanici (i nuovi pilastri vengono inghisati nella suola dei plinti esistenti o su allargamenti di tali elementi);
- Demolizione della fila di pilastri esistenti di confine;
- Realizzazione di nuovi pilastri in c.a. traslati per garantire il rispetto del giunto (i nuovi pilastri vengono inghisati nella suola dei plinti esistenti);
- Realizzazione dei collegamenti alla quota del pavimento industriale tramite ringrossi della suola dove vengono annegati ferri di ripresa;
- Realizzazione di incisioni verticali dei pannelli prefabbricati di tamponamento per controllarne la rottura in caso di martellamento;
- Montaggio degli elementi prefabbricati precedentemente rimossi risagomati per consentire il rispetto del giunto sismico;
- Realizzazione dei nuovi collegamenti in carpenteria metallica per consentire la trasmissione tra gli elementi delle sollecitazioni sismiche.

La configurazione finale vedrà gli elementi strutturali portanti dei due capannoni completamente indipendenti e separati da un giunto sismico di adeguate dimensioni. Rimarrà la possibilità di martellamento tra le strutture del capannone adiacente e i pannelli di tamponamento, tali elementi sono tuttavia privi di una funzione strutturale. L'esecuzione di incisioni verticali e di tasche localizzate consentirà di evitare martellamenti locali tra elementi strutturali e di controllare la tipologia di rottura del pannello prefabbricato nel caso dovesse verificarsi un fenomeno di martellamento.

8 CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite. Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Esercizio (SLE).

L'azione sismica viene rappresentata mediante uno spettro di progetto, calcolato con riferimento agli Stati Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**).

8.1 VITA NOMINALE

In base al §2.4.1 del DM 17/01/18 si stabilisce una vita nominale dell'opera pari a $V_N=50$ anni.

8.2 CLASSE D'USO

Il §2.4.2 del DM 17/01/18 prevede la suddivisione in 4 classi d'uso dei fabbricati.

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di

collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In base alla nuova destinazione d'uso assunta dalla struttura, la porzione di immobile interessata dall'intervento rientra tra le costruzioni con funzioni pubbliche e strategiche significative. Di conseguenza si assegna una **classe d'uso IV** ed un corrispondente coefficiente **C_U=2.0**.

8.3 CARICHI STATICI

Le condizioni elementari di carico considerate sono: peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali, neve ed azioni sismiche.

Di seguito si riporta l'entità dei carichi assunti secondo quanto descritto dal DM17/01/18.

8.3.1 PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI

Il peso proprio degli elementi strutturali inseriti nei modelli di calcolo è autodeterminato dal programma, in funzione delle dimensioni dell'elemento e dei seguenti pesi specifici del materiale:

- Peso specifico calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.0 kN/m ³
- Peso specifico acciaio	$\gamma_{acc} =$	78.5 kN/m ³
- Peso pannelli di tamponamento	$\gamma_{murat} =$	3.8 kN/m ²

8.3.2 CARICHI SUGLI ORIZZONTAMENTI

COPERTURA - CAPANNONE	
Strato	Totale (kg/m2)
<i>Permanenti strutturali</i>	
Elementi strutturali tipo Alce	825
Totale (al metro lineare)	825
<i>Permanenti portati</i>	
Manto di copertura	20
Totale	20
<i>Accidentali</i>	
Neve	120
Totale	120

COPERTURA - ZONA UFFICI	
Strato	Totale (kg/m2)
<i>Permanenti strutturali</i>	
Tegolo	240
Totale	240
<i>Permanenti portati</i>	
Manto di copertura	20
Quadrotto	100
Totale	120
<i>Accidentali</i>	
Neve	120
Totale	120

SOLAIO INTERMEDIO - ZONA UFFICI	
Strato	Totale (kg/m2)
<i>Permanenti strutturali</i>	
Tegolo	240
Cappa	150
Totale	390
<i>Permanenti portati</i>	
Alleggerito	250
Totale	250
<i>Accidentali</i>	
	200
Totale	200

SOLAIO PIANO TERRA - ZONA UFFICI	
Strato	Totale (kg/m2)
<i>Permanenti strutturali</i>	
Tegolo	240
Cappa	150
Totale	390
<i>Permanenti portati</i>	
Alleggerito	250
Totale	250
<i>Accidentali</i>	
	200
Totale	200

PIANEROTTOLO/SCALE - ZONA UFFICI	
Strato	Totale (kg/m2)
<i>Permanenti strutturali</i>	
Soletta sp.20cm	500
Totale	500
<i>Permanenti portati</i>	
Alleggerito	250
Totale	250
<i>Accidentali</i>	
	400
Totale	400

8.3.3 NEVE

Si fa riferimento al §3.4 del DM17/01/18. Il valore del carico provocato dalla neve, per un edificio in zona I - Alpina (Desenzano del Garda) è determinato dalla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_T = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

Si elencano nel seguito i valori attribuiti ai parametri che entrano in gioco:

- $\mu_1 = 0.8$ coefficiente di forma per coperture cilindriche in caso di neve depositata in assenza di vento;
- $a_s \leq 200$ m s.l.m. altitudine sul livello del mare;
- $q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (zona I - Mediterranea);

- $C_E = 1.0$ coefficiente d'esposizione;
- $C_T = 1.0$ coefficiente termico.

8.4 AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene valutata in base al §3.2 del D.M. 17/01/18. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione e costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Gli spettri utilizzati per le verifiche sono ricavati attraverso il software messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "*Spettri-NTCver.1.0.3.xls*" attraverso le coordinate del sito.

Per il calcolo della pericolosità sismica si fa riferimento al periodo di riferimento $V_R=100$ anni, calcolato come prodotto della vita nominale dell'edificio, pari a $V_N=50$ anni, e della classe d'uso IV ($C_U=2.0$), descritte in precedenza. Per le verifiche strutturali si fa riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, che considera una probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento V_R pari a $P_{VR}=10\%$.

The screenshot shows the software interface for determining seismic action. It features two main search methods: 'Ricerca per coordinate' (search by coordinates) and 'Ricerca per comune' (search by municipality). The 'Ricerca per comune' method is currently selected, showing dropdown menus for 'REGIONE' (Lombardia), 'PROVINCIA' (Brescia), and 'COMUNE' (Desenzano del Garda). The interface also includes a map of Italy with a red dot indicating the selected location. A legend on the right explains the map symbols: a black dot for 'Sito esterno al reticolo' (site outside the grid), a grey dot for 'Interpolazione su 3 nodi' (interpolation on 3 nodes), and a green dot for 'Interpolazione corretta' (correct interpolation). A text box explains that the 'Ricerca per comune' method uses ISTAT coordinates to identify the site, noting that seismic actions can vary significantly within a municipality. The interface also includes sections for 'Elaborazioni grafiche' (graphical elaborations) and 'Elaborazioni numeriche' (numerical elaborations), with options for 'Grafici spettri di risposta' (response spectra graphs), 'Variabilità dei parametri' (parameter variability), and 'Tabella parametri' (parameter table). A small map shows the nodes of the grid around the site, with coordinates 12279, 12280, 12501, and 12502, and a distance of 7.5 km.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
 Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto
 Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info
 Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info
 Stati limite di esercizio - SLE {

SLO - $P_{VR} = 81\%$
 SLD - $P_{VR} = 63\%$
 SLV - $P_{VR} = 10\%$
 SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - - - Strategia scelta

La tabella “parametri della struttura” di seguito riportata, riassume i parametri adottati nel presente studio:

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Vita nominale [anni]	Periodo di riferimento [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	2.0	50	100	C	T1

Fissato il periodo di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{VR} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_R e i relativi parametri di pericolosità sismica, che dipendono dalla posizione geografica dell'opera.

L'accelerazione al suolo di riferimento, in seguito all'applicazione del coefficiente relativo alla categoria di sottosuolo, è pari a $a_{g,SLV}=0.203$ g per lo SLV.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo C info
 Categoria topografica T1 info

$S_S = 1,397$

$C_C = 1,603$ info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza si info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,203 g
F_a	2,490
T_c	0,277 s
S_a	1,397
C_c	1,603
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,397
η	0,667
T_B	0,148 s
T_c	0,445 s
T_D	2,411 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,283
0,148	0,470
0,445	0,470
0,538	0,389
0,632	0,331
0,726	0,288
0,819	0,255
0,913	0,229
1,007	0,208
1,100	0,190
1,194	0,175
1,288	0,162
1,381	0,151
1,475	0,142
1,569	0,133
1,662	0,126
1,756	0,119
1,850	0,113
1,943	0,108
2,037	0,103
2,131	0,098
2,224	0,094
2,318	0,090
2,411	0,087
2,487	0,082
2,563	0,077
2,638	0,072
2,714	0,068
2,790	0,065
2,865	0,061
2,941	0,058
3,017	0,055
3,092	0,053
3,168	0,050
3,244	0,048
3,319	0,046
3,395	0,044
3,470	0,042
3,546	0,041
3,622	0,041
3,697	0,041
3,773	0,041
3,849	0,041
3,924	0,041
4,000	0,041

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti con classe d'uso IV, in accordo al §8.3 del D.M. 17/01/18, dovrà prevedere "La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti (...) con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; (...). Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6".

8.4.1 FATTORE DI STRUTTURA E TIPOLOGIE DI ANALISI ADOTTATE

Per quanto riguarda le analisi eseguite, si è effettuata un'analisi dinamica modale con fattore q .

Per l'analisi dinamica modale con fattore di struttura q , in base a quanto riportato al §C8.7.2.2.2. della Circ. n.7 21/01/19, "è possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. [...] Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute

da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.”.

Per questo motivo, per questa tipologia di analisi si è utilizzato un valore del fattore di struttura pari a 1.5 per la verifica sia degli elementi duttili che fragili agli SLV e SLD.

Per la verifica dei nuovi elementi strutturali (pilastri e setti) si è considerato un comportamento non dissipativo adottando come fattore di struttura 1.5 conformemente a quanto indicato all'interno del paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018. Le verifiche di tali elementi, essendo stati dichiarati non dissipativi, vengono eseguite calcolando le resistenze in campo sostanzialmente elastico secondo quanto prescritto dal paragrafo 7.4.1.

9 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Si adottano le combinazioni prescritte dal D.M. 17/01/18 espresse al §2.5.3:

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

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 D.M. 17/01/18):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6 D.M. 17/01/18):

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

dove:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
E	azione sismica con spettro di progetto allo Stato Limite Ultimo
$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \dots, \gamma_{Qi}$	coefficienti parziali di sicurezza (tabella 2.6.I D.M. 17/01/18)
γ_P	coeff. parziale della precompressione
$\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$	coefficienti di combinazione (tabella 2.5.I D.M. 17/01/18)

Di seguito si riportano le tabelle 2.5.I e 2.6.I. dove sono illustrati i valori dei coefficienti di sicurezza e dei coefficienti di combinazione.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_F	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli	γ_Q	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

La massa strutturale considerata per le analisi dinamiche viene calcolata considerando la massa degli elementi strutturali modellati ed una massa equivalente ai carichi gravitazionali in combinazione quasi permanente, secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Per i carichi accidentali considerati si assume un coefficiente Ψ_i diverso tra i vari solai pari a:

- Carico verticale, categoria C $\Psi_{2,1} = 0.60$
- Carico verticale, categoria H - manutenzione $\Psi_{2,2} = 0.00$
- Carico verticale NEVE $\Psi_{2,2} = 0.00$

10 MODELLI E CODICI DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite principalmente con l'ausilio dei seguenti software:

SISMICAD® versione v12.14 distribuito da CONCRETE, Via della Pieve 19, 35121 - Padova (PD) - Italia.

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da

ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

11 METODO DI ANALISI

L'analisi dell'edificio è stata condotta per mezzo di un modello ad elementi finiti e prevede l'esecuzione di un'analisi lineare dinamica modale con fattore q .

L'analisi lineare dinamica, così come descritta al §7.3.3.1 delle NTC2018, consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa.

È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo.

Come definito dal paragrafo §8.7.2.4 della Circ. n. 7 21/01/2019, per la verifica dei requisiti di sicurezza gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale. Nel caso di verifica allo stato limite di salvaguardia della vita, che è quello che è stato considerato, nel caso di verifica con l'impiego di fattore q , la resistenza degli elementi si calcola come per le situazioni non sismiche.

Nello specifico nell'analisi dinamica lineare con fattore q è possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale. In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti. Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Le verifiche vengono eseguite secondo quanto prescritto dal §4.1.2.3 delle NTC2018 considerando, per il calcolo delle resistenze delle sezioni, le armature riportate nei progetti preliminari; opportunamente verificate con le indagini a campione effettuate negli elementi strutturali.

11.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM

Per valutare correttamente il comportamento della struttura, soggetta sia ad azioni verticali orizzontali, sono stati realizzati modelli agli elementi finiti. I modelli si compongono di elementi plate a simulare le fondazioni e i setti in c.a., da elementi "beam" a simulare le travi ed i pilastri. Le azioni verticali, costituite dai pesi propri degli elementi vengono calcolate automaticamente dal programma di calcolo. Le azioni orizzontali sono costituite dall'azione del vento e del sisma, che viene calcolata automaticamente dal programma di calcolo, previo inserimento degli spettri di progetto.

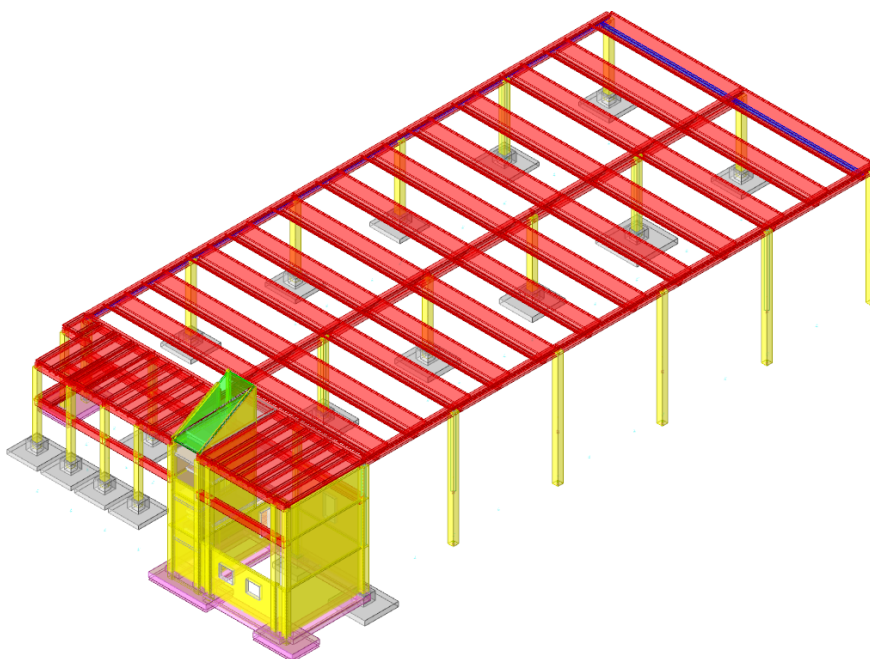


Figura 10 - Assonometria modello FEM

12 RISULTATI DI CALCOLO

Si riportano i principali modi di vibrare con le relative masse partecipanti:

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.988326

Traslazione Y: 0.978331

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.995925

Rotazione Y: 0.987029

Rotazione Z: 0.984893

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	1.062624212	0.207316123	0	0	0	0.272582122	0.157792971	0.207316123	0
2	1.008920502	0.000000001	0.35883988	0	0.471702746	0.000000001	0.129157944	0.000000001	0.35883988
3	0.979603287	0.157845721	0	0	0	0.20753775	0.101200247	0.157845721	0
4	0.952571991	0.000000034	0.090292869	0	0.118403502	0.000000029	0.015026234	0.000000034	0.090292869
5	0.951367833	0.11966737	0	0	0	0.157340322	0.106391958	0.11966737	0
6	0.850410459	0.000000042	0.008064419	0	0.010480622	0.000000038	0.002192852	0.000000042	0.008064419
7	0.770063651	0.000000002	0.004875691	0	0.006480126	0.000000017	0.003482101	0.000000002	0.004875691
8	0.675517075	0.000000054	0.004077145	0	0.005255057	0.000000004	0.001107121	0.000000054	0.004077145
9	0.349721047	0.30132116	0.002287944	0	0.002221697	0.255536383	0.240433418	0.30132116	0.002287944
10	0.317358778	0.000838395	0.209251796	0	0.206080703	0.000714086	0.024037597	0.000838395	0.209251796
11	0.259484415	0.001104071	0.176535416	0	0.156278857	0.000827637	0.017767832	0.001104071	0.176535416
12	0.191899139	0.135743736	0.000050684	0	0.000027214	0.077988853	0.1112141	0.135743736	0.000050684
13	0.150653774	0.016519337	0.009062736	0	0.002714471	0.01056249	0.007647083	0.016519337	0.009062736
14	0.116184821	0.026816028	0.072313787	0	0.012375064	0.003793024	0.065219168	0.026816028	0.072313787
15	0.101171988	0.021153698	0.042678942	0	0.003905121	0.00014641	0.002222611	0.021153698	0.042678942

Si riportano le deformazioni di alcuni modi di vibrare significativi:

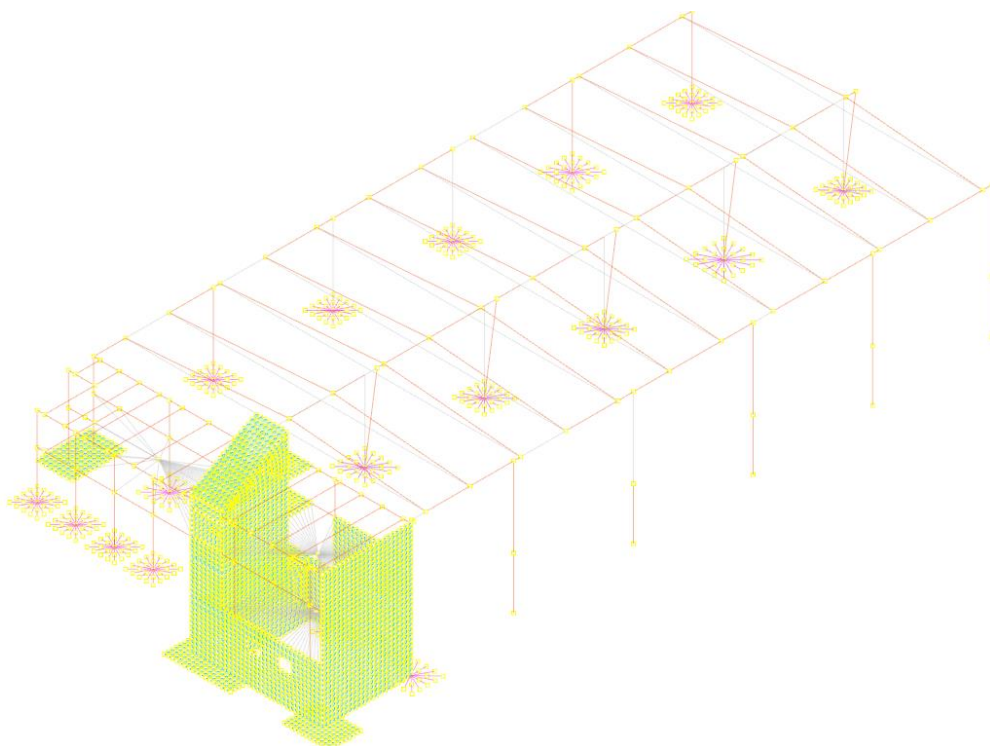


Figura 11 - 1° modo di vibrare

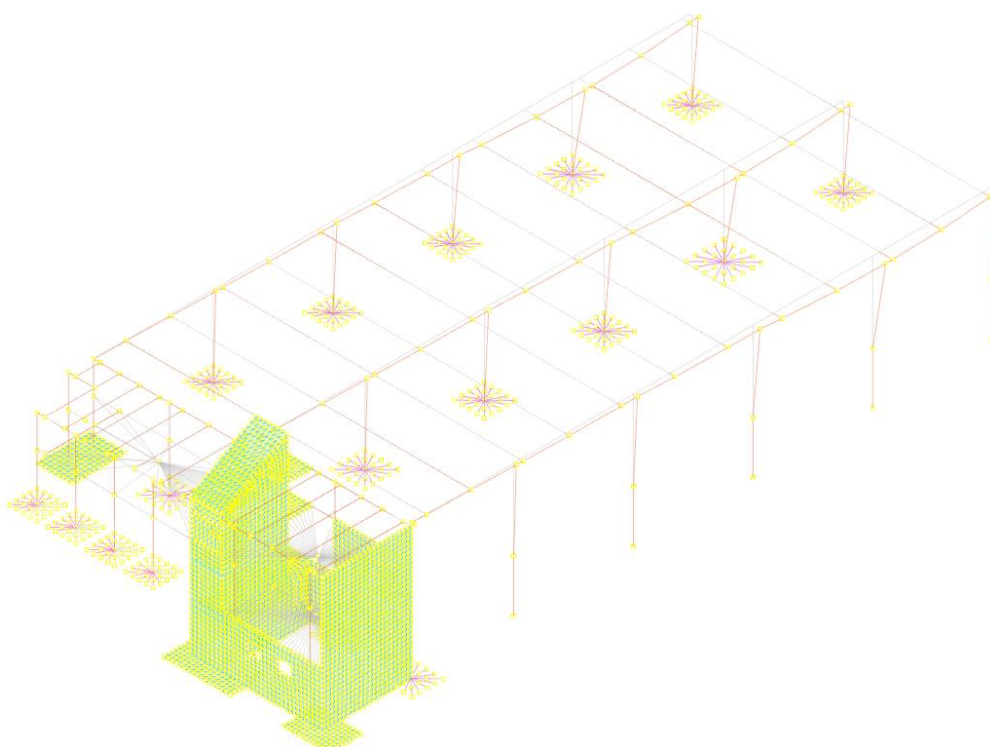


Figura 12 - 2° modo di vibrare

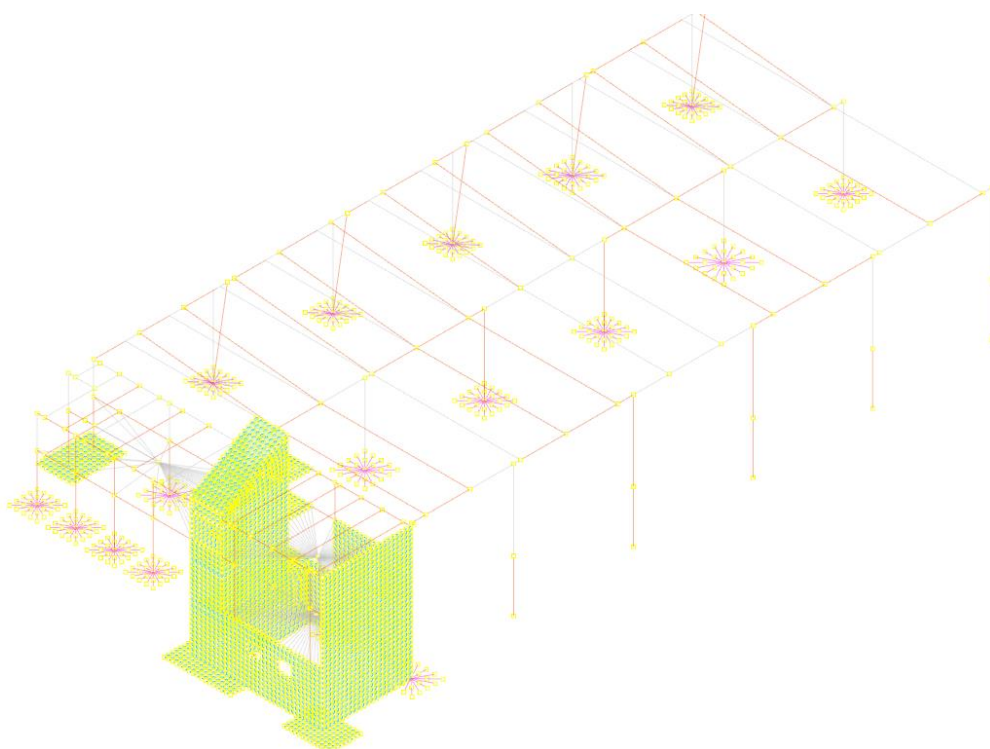


Figura 13 - 3° modo di vibrare

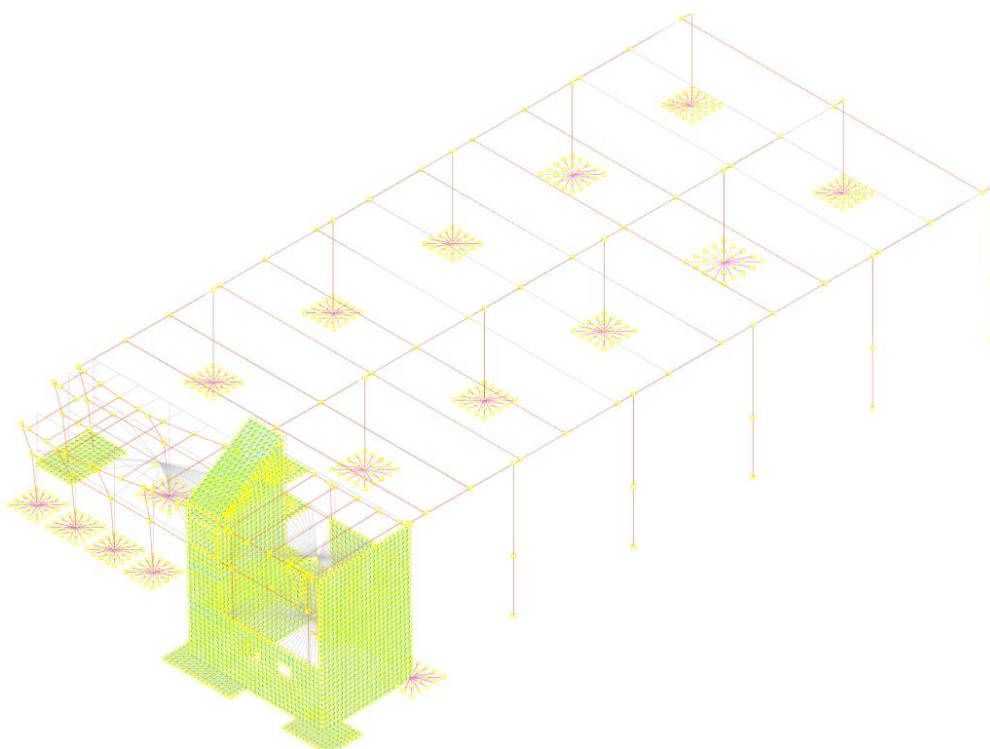


Figura 14 - 9° modo di vibrare

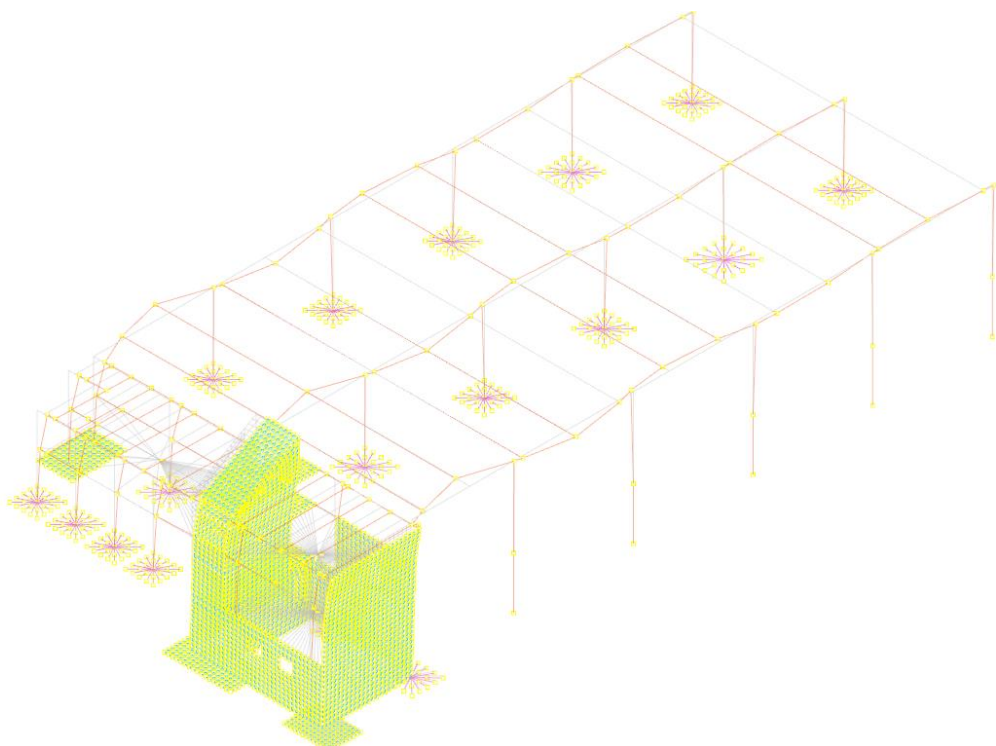


Figura 15 - 11° modo di vibrare

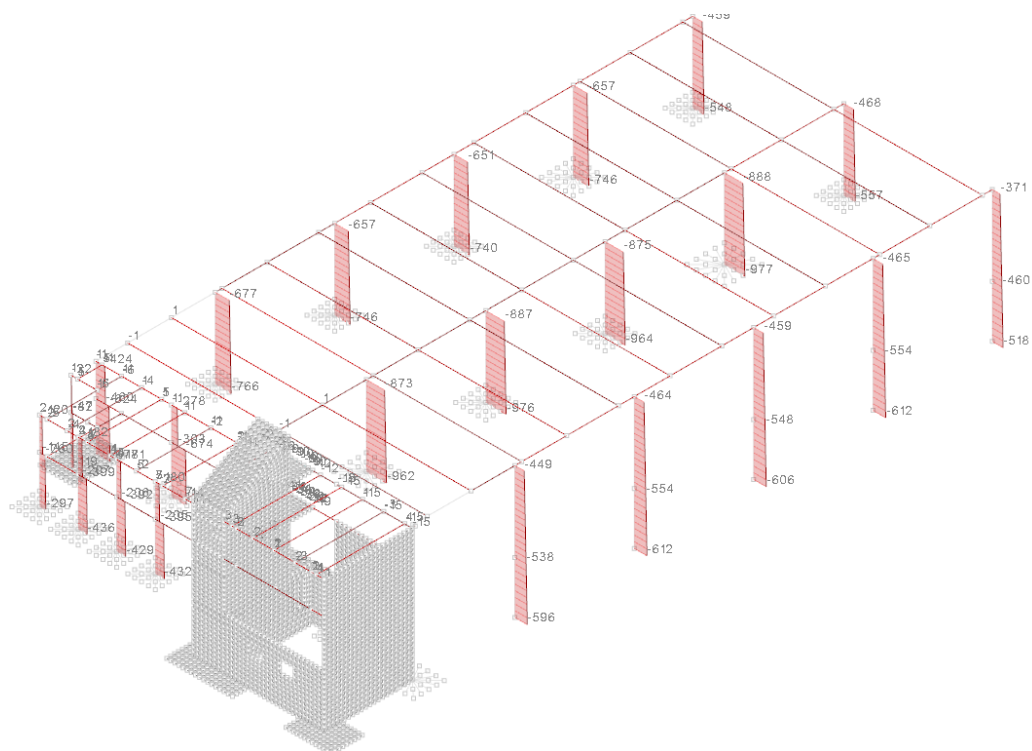


Figura 16 - N inviluppo SLU

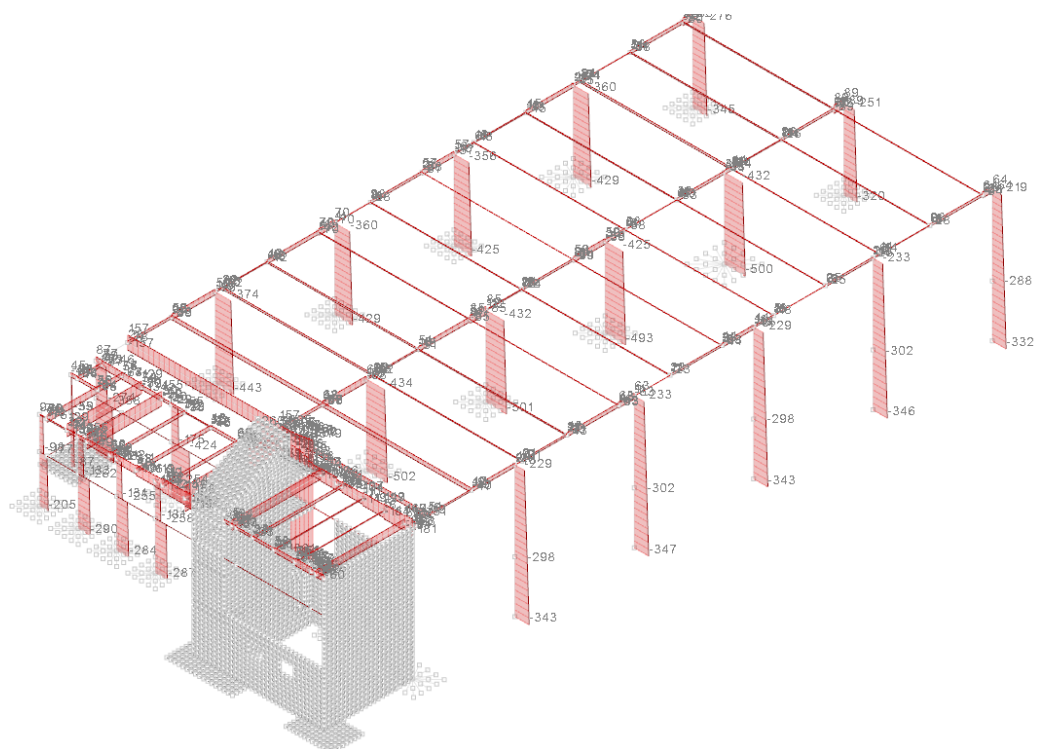


Figura 17 - N inviluppo SLV

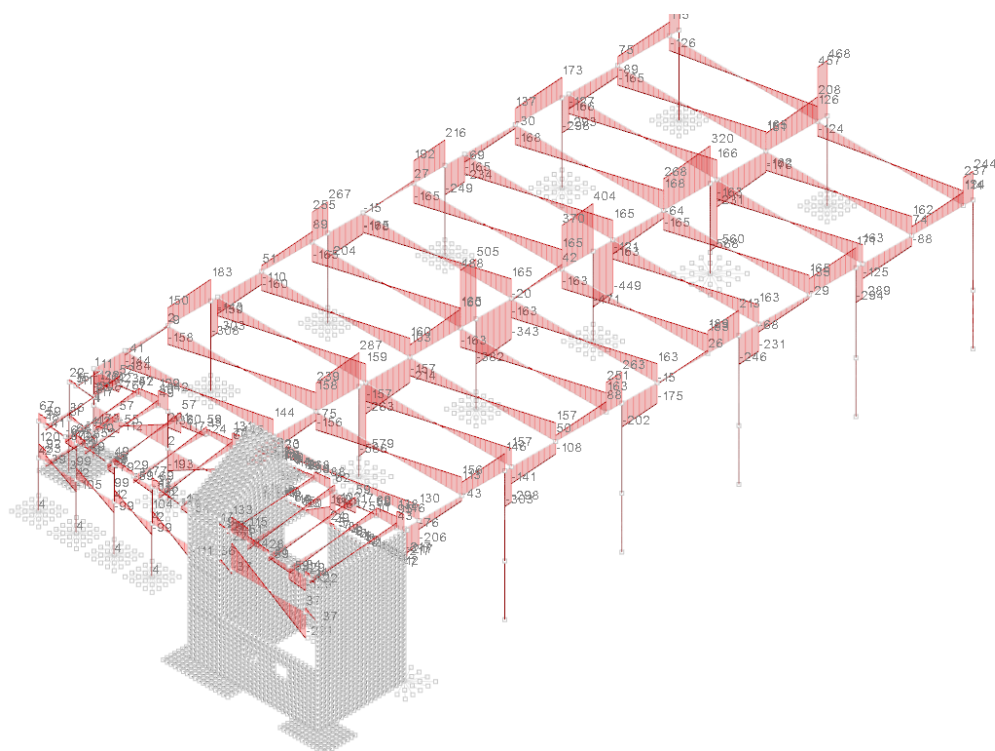


Figura 18 – F2 inviluppo SLU

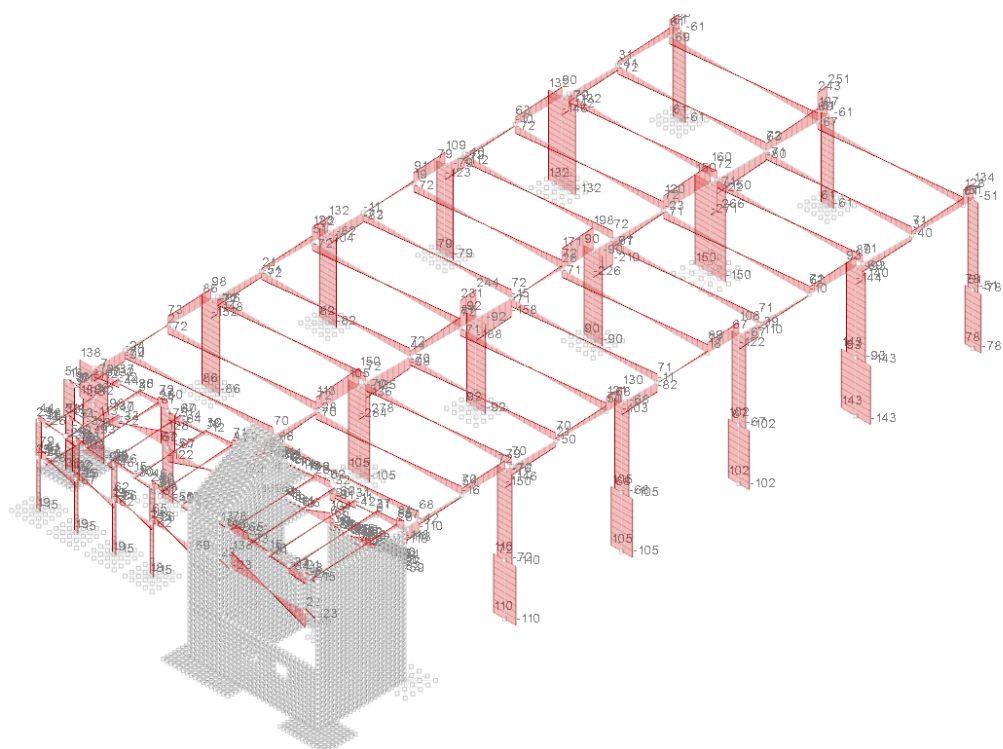


Figura 19 – F2 involucro SLV

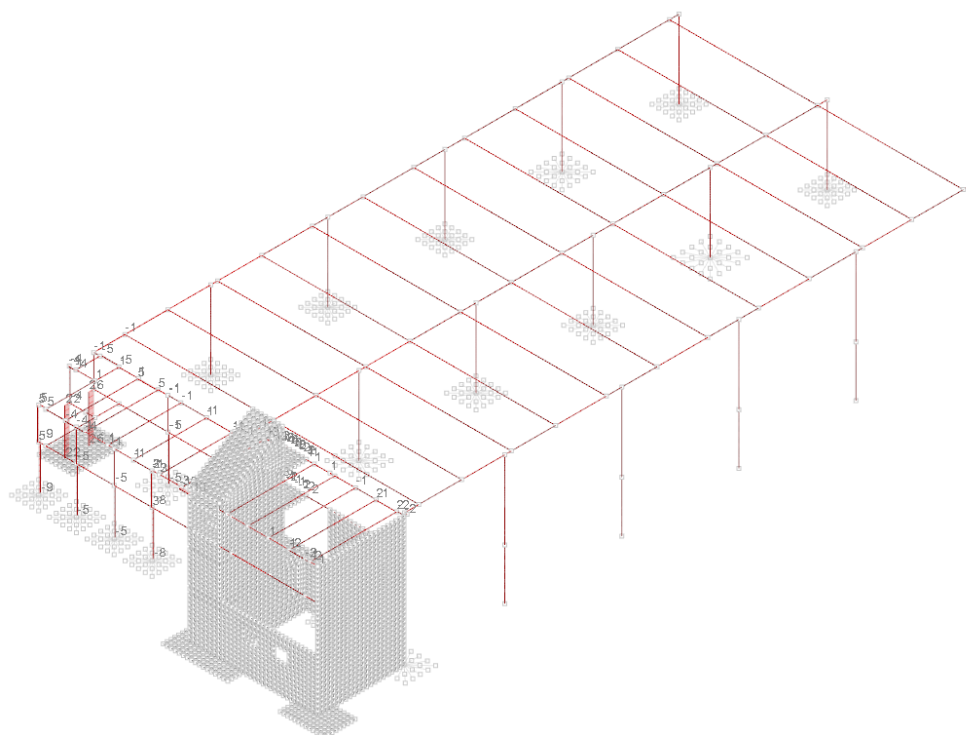


Figura 20 – F3 involucro SLU

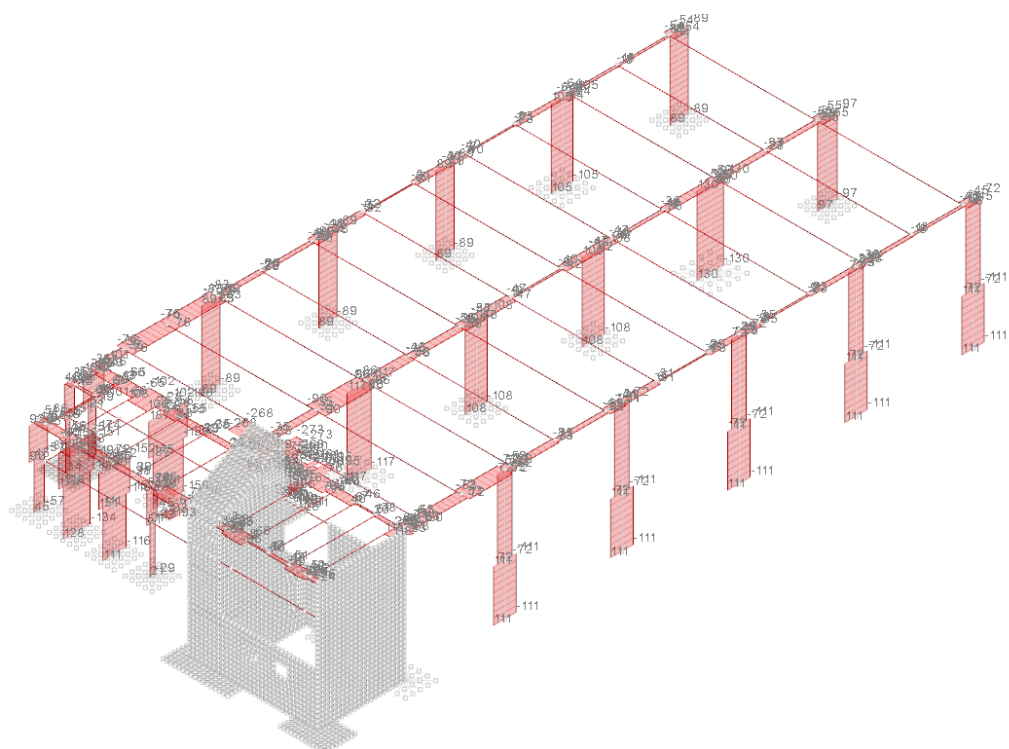


Figura 21 – F3 involucro SLV

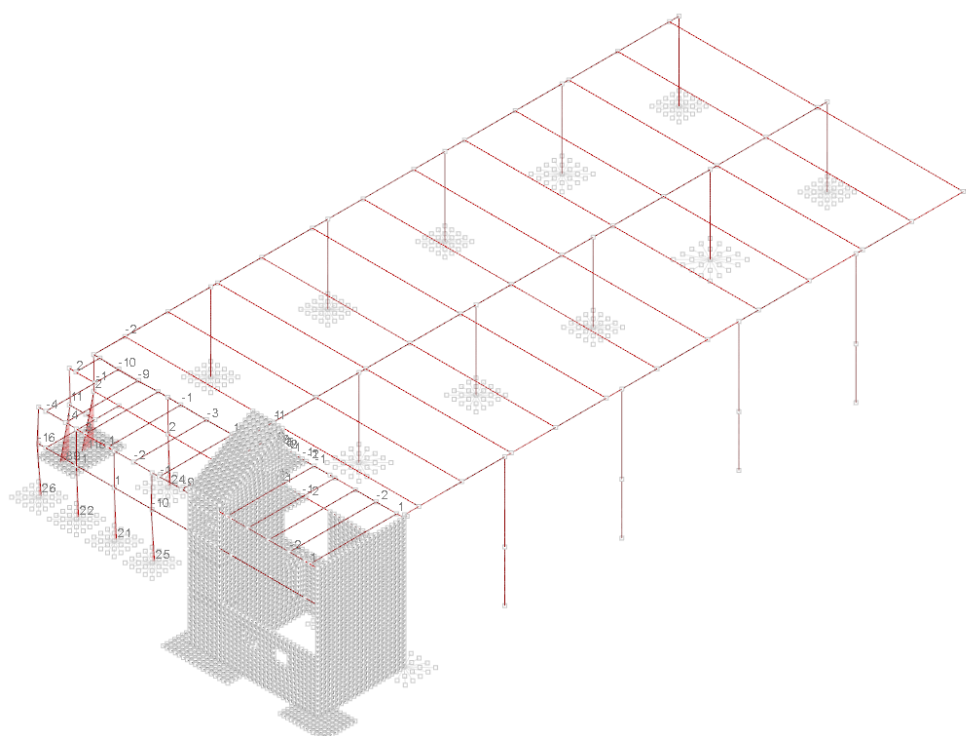


Figura 22 – M2 involucro SLU

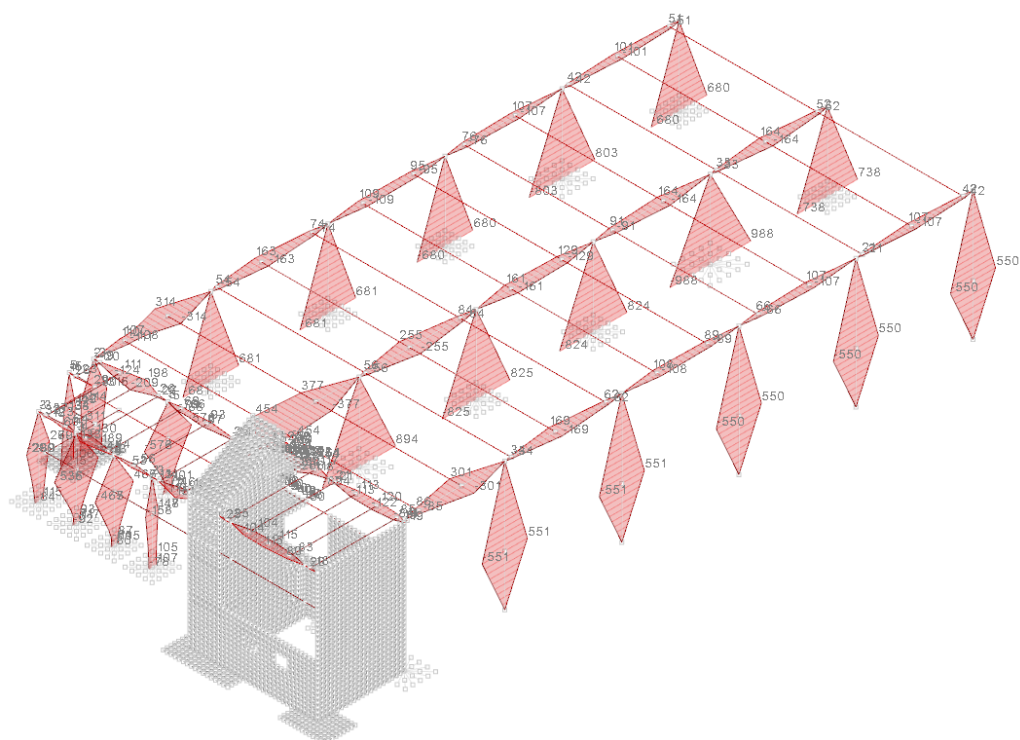


Figura 23 – M2 inviluppo SLV

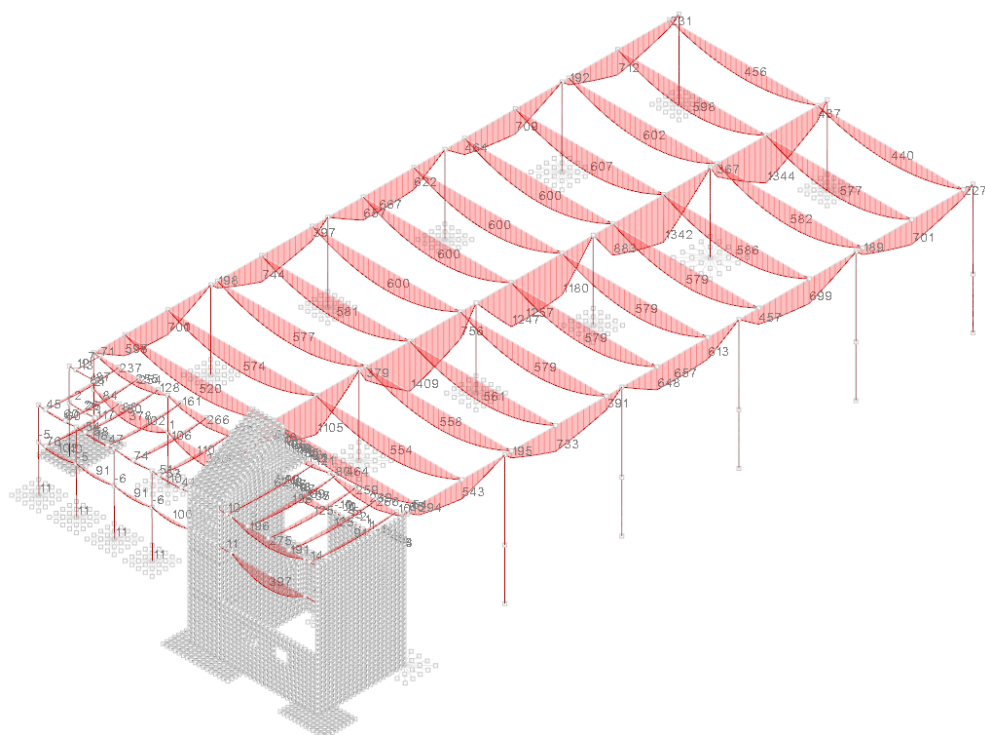
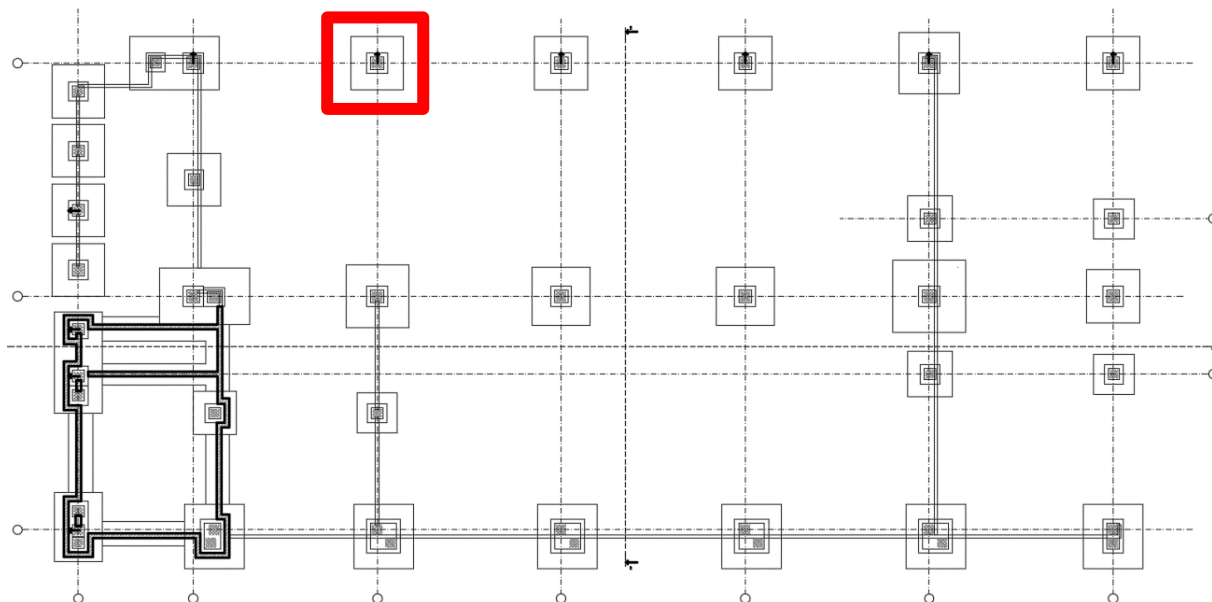


Figura 24 – M3 involucro SLU

Le verifiche risulteranno pertanto soddisfatte se il coefficiente di verifica è $\geq 0,80$.

13.5 VERIFICA PLINTO

Si riporta di seguito la verifica del plinto con la verifica geotecnica più gravosa, considerando la combinazione sismica più gravosa per ciascuna direzione.



FONDAZIONI DIRETTE	PLINTO N.	P7.3x
Tensioni efficaci		(compilare i campi in arancione)

TERRENO				ATTENZIONE	
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	
$\gamma 1$	=	18,50	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	21,00	kN/mc	peso specifico saturo	
$\gamma 2$	=	18,50	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	0,00	0,00	kN/mq	coesione c'	
φ	29,5	29,50	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'
Z_w		30,00	m	profondità falda	

GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	330	cm	lato fondazione	eb= 1,10 m --> B'= 1,10 m
L	=	330	cm	lunghezza fondazione	el= 0,29 m --> L'= 2,72 m
H	=	40	cm	altezza suola fondazione	
D	=	165	cm	profondità di posa	

AZIONI	Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione	
N	=	587,49 kN	108,90	478,59	0,00
Mb	=	645,00 kNm		645,00	0,00
Ml	=	169,00 kNm		169,00	0,00
Tl	=	84,00 kN		84,00	0,00
Ti	=	22,00 kN		22,00	0,00
Ht	=	86,83 kN			
				<input type="radio"/> A1+M1+R1 3 2,3 <input type="radio"/> A2+M2+R2 <input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3	

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS		
qlim	=	756,94 kN/mq	q=	195,27 kN/mq	3,88	verificato
		7,57 kg/cmq		1,95 kg/cmq		
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd				3,83	OK verificato	R1 = 1,0
FATTORE DI SICUREZZA AL RIBALTAMENTO:				1,50	OK verificato	R2 = 1,8 R3 = 2,3

FONDAZIONI DIRETTE		PLINTO N.	P7.3y
Tensioni efficaci		(compilare i campi in arancione)	

TERRENO			
$\beta 1$	=	0	° inclinazione fondazione
$\beta 2$	=	0	° inclinazione piano campagna
$\gamma 1$	=	18,50	kN/mc peso specifico efficace
γ_{sat}	=	21,00	kN/mc peso specifico saturo
$\gamma 2$	=	18,50	kN/mc valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$
c	=	0,00	0,00 kN/mq coesione c'
φ	=	29,5	29,50 ° attrito interno terreno sottostante la fondazione φ'
Z_w	=	30,00	m profondità falda

GEOMETRIA FONDAZIONE		FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	330	cm lato fondazione
L	=	330	cm lunghezza fondazione
H	=	40	cm altezza suola fondazione
D	=	165	cm profondità di posa
eb	=	1,32	m ---> B'= 0,66 m
el	=	0,33	m ---> L'= 2,64 m

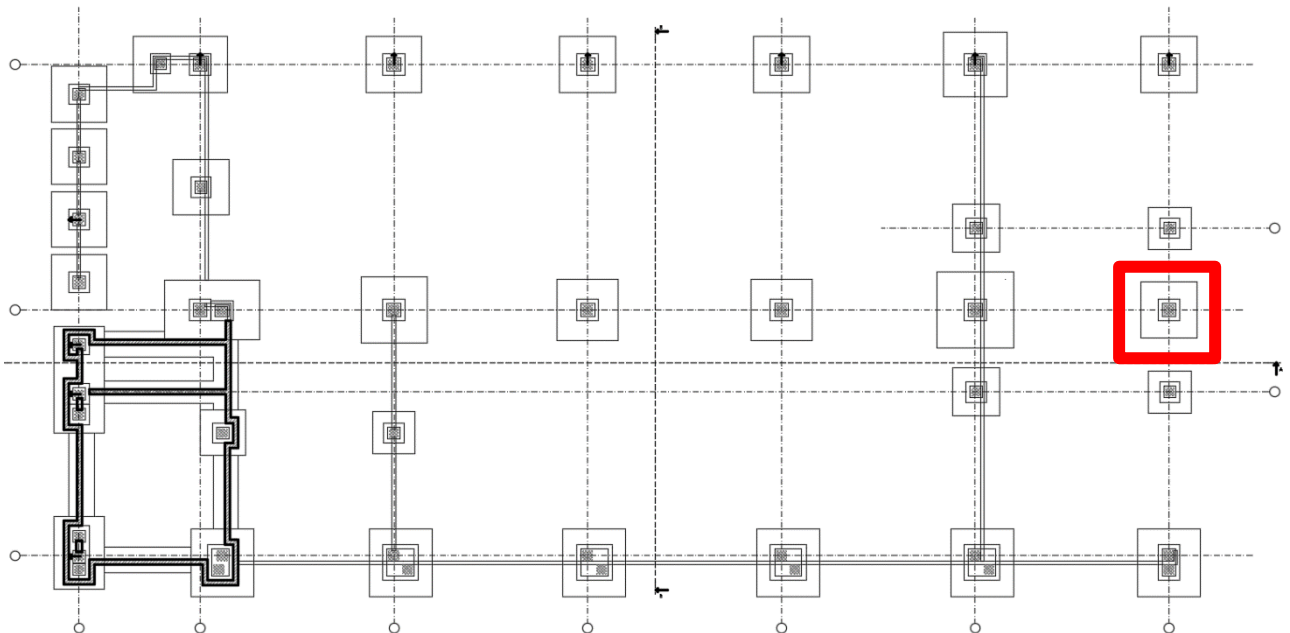
AZIONI				Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione		
N	=	587,49	kN	108,90	478,59	0,00	<div><div><div><input type="radio"/> A1+M1+R1</div><div><input type="radio"/> A2+M2+R2</div><div><input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3</div></div><div>3</div><div>2,3</div></div>		
Mb	=	776,00	kNm		193,00	0,00			
MI	=	193,00	kNm		776,00	0,00			
Tb	=	102,00	kN		25,00	0,00			
TI	=	25,00	kN		102,00	0,00			
Ht	=	105,02	kN						

CARICO LIMITE			PRESSIONE AGENTE		FS	
qlim	=	642,38 kN/mq	q=	337,69 kN/mq	1,90	R1 = 1,0
		6,42 kg/cmq		3,38 kg/cmq	0,83	R2 = 1,8
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd					3,16	OK verificato
FATTORE DI SICUREZZA AL RIBALTAMENTO:					1,25	OK verificato
						R3 = 2,3

La verifica del carico limite in direzione y riporta FS=1.90. Tale valore va confrontato con il FS=2.3 richiesto da normativa, moltiplicato però per il fattore 0.8 per tenere conto delle condizioni di verifica imposte dall'adeguamento; pertanto FS=2.3*0.8=1.84.
FS=1.90>1.84, quindi la verifica risulta soddisfatta.

13.6 VERIFICA PLINTO ZAVORRATO

Si riporta di seguito la verifica di uno dei plinti che viene zavorrato tramite un getto integrativo di calcestruzzo con l'obiettivo di aumentare il carico di compressione agente e ridurre l'eccentricità.



FONDAZIONI DIRETTE		PLINTO N.	P02x
Tensioni efficaci		(compilare i campi in arancione)	

TERRENO					
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2$ < 45°
$\gamma 1$	=	18,50	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	21,00	kN/mc	peso specifico saturo	
$\gamma 2$	=	18,50	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	=	0,00	0,00	kN/mq	coesione c'
φ	=	29,5	29,50	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione φ'
Z_w	=	30,00	m	profondità falda	

GEOMETRIA FONDAZIONE			Valore SDF	FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	330	cm	lato fondazione	330
L	=	330	cm	lunghezza fondazione	330
H	=	100	cm	altezza suola fondazione	
D	=	165	cm	profondità di posa	

AZIONI		Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione	
N	=	591,25 kN	272,25	319,00	0,00	<div><div><div><input type="radio"/> A1+M1+R1</div><div><input type="radio"/> A2+M2+R2</div><div><input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3</div></div><div><div>3</div><div>2,3</div></div></div>
Mb	=	791,00 kNm		791,00	0,00	
MI	=	114,00 kNm		114,00	0,00	
Tb	=	104,00 kN		104,00	0,00	
TI	=	15,00 kN		15,00	0,00	
Ht	=	105,08 kN				

CARICO LIMITE				PRESSIONE AGENTE		FS		R1 = 1,0
qlim	=	628,26	kN/mq	q=	324,95	kN/mq	1,93	NON verificato
		6,28	kg/cmq		3,25	kg/cmq	0,84	R2 = 1,8
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd							3,18	OK verificato
FATTORE DI SICUREZZA AL RIBALTAMENTO:							1,23	OK verificato
								R3 = 2,3

La verifica del carico limite in direzione y riporta FS=1.93. Tale valore va confrontato con il FS=2.3 richiesto da normativa, moltiplicato però per il fattore 0.8 per tenere conto delle condizioni di verifica imposte dall'adeguamento; pertanto FS=2.3*0.8=1.84.
FS=1.93>1.84, quindi la verifica risulta soddisfatta.

FONDAZIONI DIRETTE		PLINTO N.	P02y
Tensioni efficaci		(compilare i campi in arancione)	

TERRENO					
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2$ < 45°
$\gamma 1$	=	18,50	kN/mc	peso specifico efficace	
γ_{sat}	=	21,00	kN/mc	peso specifico saturo	
$\gamma 2$	=	18,50	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	=	0,00	0,00	kN/mq	coesione c'
φ	=	29,5	29,50	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione φ'
Z_w	=	30,00	m	profondità falda	

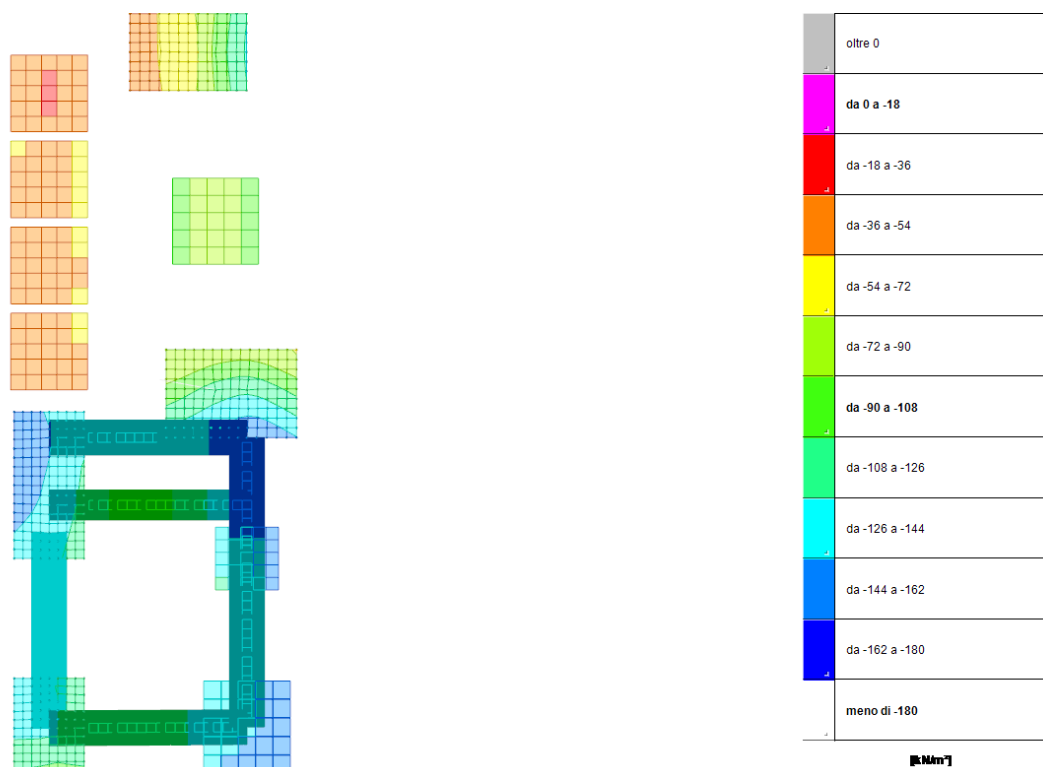
GEOMETRIA FONDAZIONE			Valore SDF	FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	330	cm	lato fondazione	330
L	=	330	cm	lunghezza fondazione	330
H	=	100	cm	altezza suola fondazione	
D	=	165	cm	profondità di posa	

AZIONI				Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione
N	=	591,25	kN	272,25	319,00	0,00	<div><div><div><input type="radio"/> A1+M1+R1</div><div><input type="radio"/> A2+M2+R2</div><div><input checked="" type="radio"/> A1+M1+R3</div></div><div><div>3</div><div>2,3</div></div></div>
Mb	=	410,00	kNm		410,00	0,00	
MI	=	237,00	kNm		237,00	0,00	
Tb	=	54,00	kN		54,00	0,00	
TI	=	31,00	kN		31,00	0,00	
Ht	=	62,27	kN				

CARICO LIMITE				PRESSIONE AGENTE		FS		
qlim	=	995,47	kN/mq	q=	123,70	kN/mq	8,05	verificato
		9,95	kg/cmq		1,24	kg/cmq	3,50	
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd							5,37	OK verificato
FATTORE DI SICUREZZA AL RIBALTAMENTO:							2,38	OK verificato

13.7 PRESSIONI MINIME FONDAZIONI ZONA UFFICI

Si riporta di seguito l'involuppo delle pressioni minime in combinazioni SLV relativamente alle fondazioni della zona uffici.



Le pressioni agenti sono inferiori ai valori limite riportati nella relazione del geologo considerando una profondità di posa di 2 m (le fondazioni più sollecitate della zona uffici sono peraltro ad una profondità superiore).

13.8 PRESSIONI MINIME PLINTI DOPPI

Si riportano le pressioni minime in combinazione SLV.

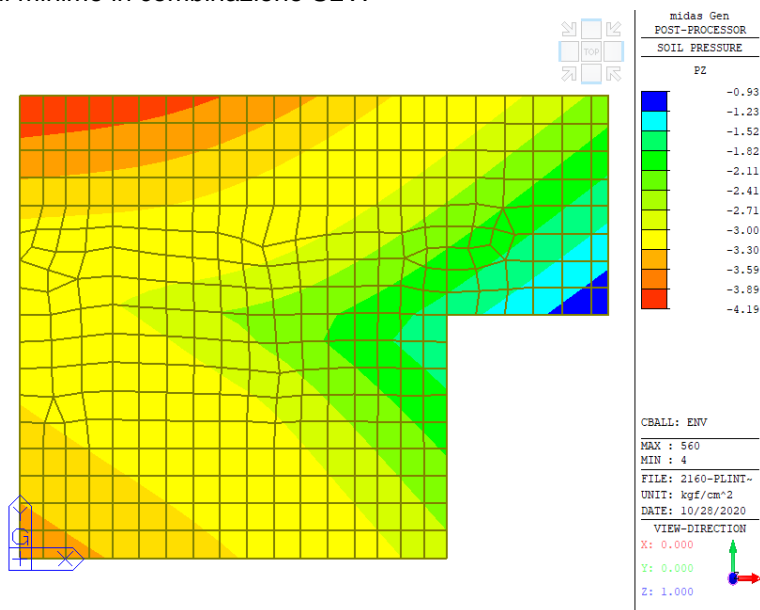


Figura 26-soil pressure

Le pressioni agenti sono inferiori ai valori limite riportati nella relazione del geologo considerando una profondità di posa di 4.5 m.

Dimensione della fondazione (m x m)	Profondità di posa (m)	Incastro della fondazione (m)	Capacità portante (kN/m ²)	Cedimento totale (cm)
4,60 x 4,60	4,50	1,35	670	6,8
3,20 x 3,20			575	6,2
2,60 x 2,60			525	4,7

14 VERIFICHE

14.1 PREMESSA

Si riportano di seguito le verifiche relativamente agli elementi principali esistenti e agli interventi di adeguamento sismico.

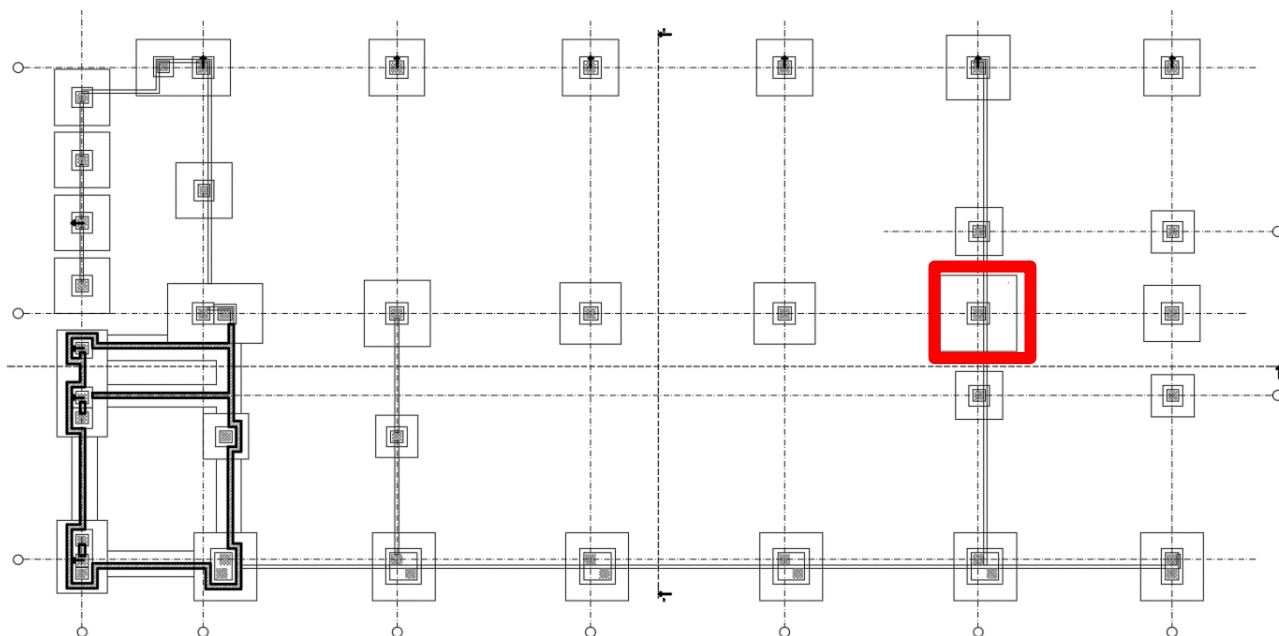
Le verifiche SLV che si riportano di seguito fanno riferimento ad una sollecitazione sismica pari al 100% di quella prevista dalla normativa.

Come riportato nel capitolo 6 della presente relazione, la normativa richiede per l'adeguamento il raggiungimento di $\zeta \geq 0,80$, dove ζ è il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Le verifiche risulteranno pertanto soddisfatte se il coefficiente di verifica è $\geq 0,80$.

14.2 PILASTRO ESISTENTE

Si riporta di seguito la verifica più gravosa relativa ai pilastri del fabbricato.



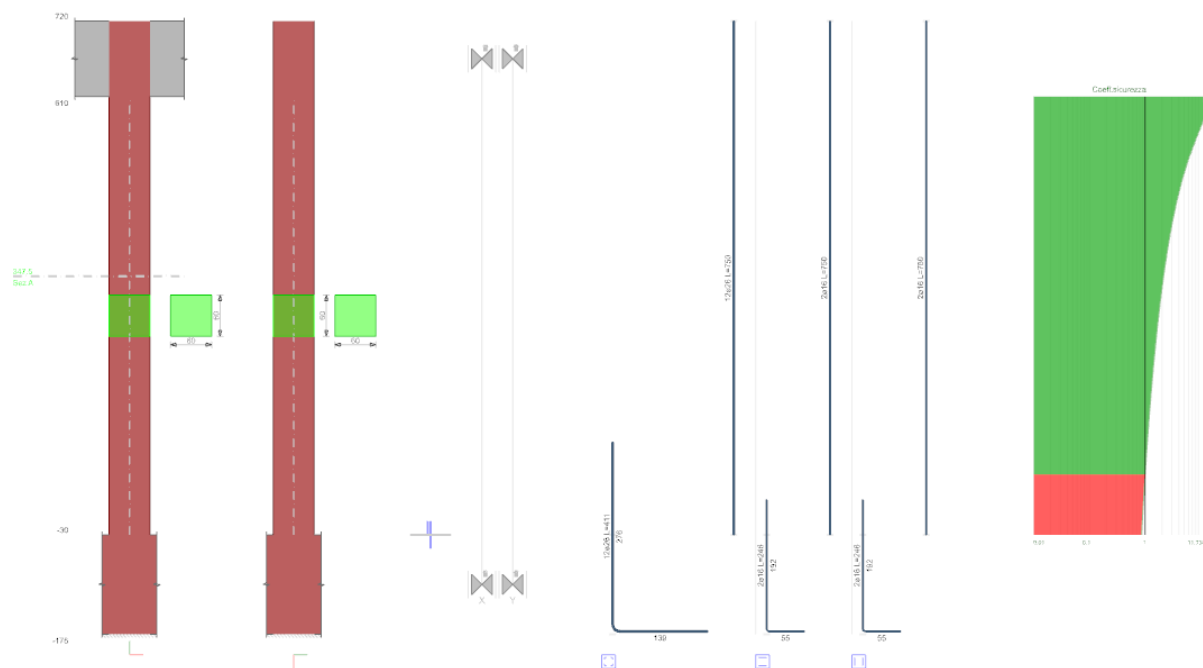


Figura 27 - Rapporto di verifica a pressoflessione

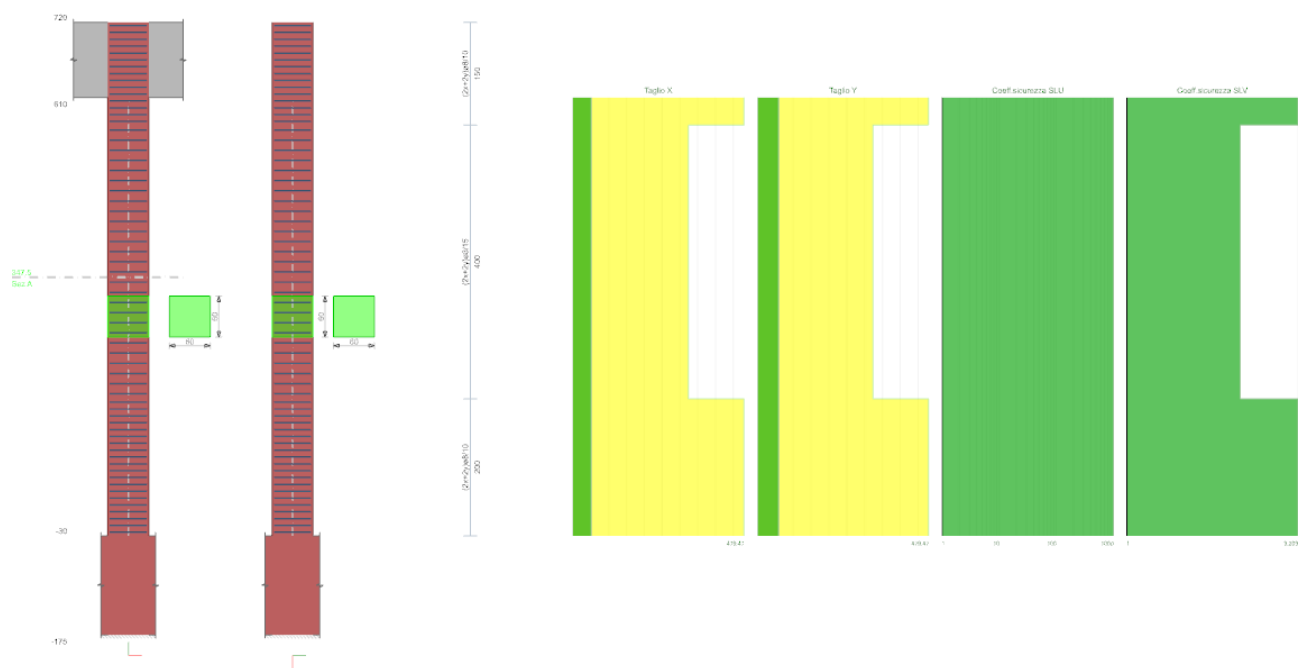


Figura 28 - Rapporto di verifica a taglio

14.2.1.1 Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
-30	71.75	4	0	1, 2, 3, 4	0	0	-968.81	0	0	SLU 17	10.871	Si
0	71.75	4	0	1, 2, 3, 4	0	0	-965.26	0	0	SLU 17	10.911	Si
31	71.75	3.8	0	1, 2, 4	0	0	-961.74	0	0	SLU 17	10.951	Si
61	71.75	3.8	0	1, 2, 4	0	0	-958.17	0	0	SLU 17	10.992	Si
92	71.75	3.8	0	1, 2, 4	0	0	-954.61	0	0	SLU 17	11.033	Si
122	71.75	2	0	2, 4	0	0	-951.04	0	0	SLU 17	11.074	Si
153	71.75	2	0	2, 4	0	0	-947.48	0	0	SLU 17	11.116	Si
183	71.75	2	0	2, 4	0	0	-943.91	0	0	SLU 17	11.158	Si
214	71.75	2	0	2, 4	0	0	-940.34	0	0	SLU 17	11.2	Si
244	71.75	2	0	2, 4	0	0	-936.78	0	0	SLU 17	11.243	Si
275	71.75	2	0	2, 4	0	0	-933.21	0	0	SLU 17	11.286	Si
305	71.75	2	0	2, 4	0	0	-929.65	0	0	SLU 17	11.329	Si
336	71.75	2	0	2, 4	0	0	-926.08	0	0	SLU 17	11.373	Si
366	71.75	2	0	2, 4	0	0	-922.52	0	0	SLU 17	11.417	Si

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
397	71.75	2	0	2,4	0	0	-918.95	0	0	SLU 17	11.461	Si
427	71.75	2	0	2,4	0	0	-915.38	0	0	SLU 17	11.506	Si
458	71.75	2	0	2,4	0	0	-911.82	0	0	SLU 17	11.551	Si
488	71.75	2	0	2,4	0	0	-908.25	0	0	SLU 17	11.596	Si
519	71.75	2	0	2,4	0	0	-904.69	0	0	SLU 17	11.642	Si
549	71.75	2	0	2,4	0	0	-901.12	0	0	SLU 17	11.688	Si
580	71.75	2	0	2,4	0	0	-897.56	0	0	SLU 17	11.734	Si
610	59.88	2	0	2,4	0	0	-894.05	0	0	SLU 17	11.277	Si

14.2.1.2 Verifica a pressoflessione in SLV

E' attiva l'opzione fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	C.S.	Nmin	Nlim	Comb.Nmin	Ver.
-30	71.75	4	0	1,2,3,4	103849.82	-26998.3	-494.22	89344.81	-	SLV 10	0.86				No
0	71.75	4	0	1,2,3,4	99301.26	-	-491.49	89771.53	-	SLV 10	0.904				No
31	71.75	3.8	0	1,2,4	94800.88	-	-488.78	90236.82	-	SLV 10	0.952				No
61	71.75	3.8	0	1,2,4	90238.98	-	-486.04	90761.56	-	SLV 10	1.006				Si
92	71.75	3.8	0	1,2,4	85677.09	-	-483.3	91349.32	-	SLV 10	1.066				Si
122	71.75	2	0	2,4	81115.2	-	-480.55	92012.2	-	SLV 10	1.134				Si
153	71.75	2	0	2,4	76553.3	-	-477.81	92765.58	-	SLV 10	1.212				Si
183	71.75	2	0	2,4	71991.4	-	-475.07	93626.84	-	SLV 10	1.301				Si
214	71.75	2	0	2,4	67429.51	-	-472.32	94613.69	-	SLV 10	1.403				Si
244	71.75	2	0	2,4	62867.62	-	-469.58	95769.6	-	SLV 10	1.523				Si
275	71.75	2	0	2,4	58305.72	-	-466.84	97142.08	-	SLV 10	1.666				Si
305	71.75	2	0	2,4	53743.83	-	-464.1	98734.51	-	SLV 10	1.837				Si
336	71.75	2	0	2,4	49181.94	-	-461.35	100679.24	-	SLV 10	2.047				Si
366	71.75	2	0	2,4	44620.04	-	-458.61	103057.31	-	SLV 10	2.31				Si
397	71.75	2	0	2,4	40058.15	-	-455.87	106012.98	-	SLV 10	2.646				Si
427	71.75	2	0	2,4	35496.25	-	-453.12	109776.88	-	SLV 10	3.093				Si
458	71.75	2	0	2,4	30934.36	-	-450.38	114835.78	-	SLV 10	3.712				Si
488	71.75	2	0	2,4	26372.47	-	-447.64	121437.65	-	SLV 10	4.605				Si
519	71.75	2	0	2,4	21810.59	-	-444.9	130883.45	-	SLV 10	6.001				Si
549	71.75	2	0	2,4	17248.7	-	-442.15	142744.31	-	SLV 10	8.276				Si
580	71.75	2	0	2,4	12686.83	-	-439.41	152438.68	-	SLV 10	12.016				Si
610	59.88	2	0	2,4	8199.82	-	-436.71	142409.14	-	SLV 10	17.367				Si

14.2.1.3 Verifica a pressoflessione in SLD

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
-30	71.75	4	0	1,2,3,4	41210.97	-10712.61	-494.22	107665.7	-27987.23	SLD 10	2.613	Si
0	71.75	4	0	1,2,3,4	39405.95	-10243.89	-491.49	108978.82	-28329.92	SLD 10	2.766	Si
31	71.75	3.8	0	1,2,4	37620.05	-9780.14	-488.78	110432.08	-28709.18	SLD 10	2.935	Si
61	71.75	3.8	0	1,2,4	35809.74	-9310.04	-486.04	112075.42	-29138.08	SLD 10	3.13	Si
92	71.75	3.8	0	1,2,4	33999.44	-8839.95	-483.3	113869.23	-29606.33	SLD 10	3.349	Si
122	71.75	2	0	2,4	32189.13	-8369.86	-480.55	115848.44	-30123.06	SLD 10	3.599	Si
153	71.75	2	0	2,4	30378.82	-7899.77	-477.81	118034.77	-30693.98	SLD 10	3.885	Si
183	71.75	2	0	2,4	28568.51	-7429.67	-475.07	120506.97	-31339.65	SLD 10	4.218	Si
214	71.75	2	0	2,4	26758.21	-6959.58	-472.32	123387.21	-32091.95	SLD 10	4.611	Si
244	71.75	2	0	2,4	24947.9	-6489.49	-469.58	126705.81	-32958.91	SLD 10	5.079	Si
275	71.75	2	0	2,4	23137.59	-6019.39	-466.84	130350.97	-33911.64	SLD 10	5.634	Si
305	71.75	2	0	2,4	21327.28	-5549.3	-464.1	134682.37	-35043.98	SLD 10	6.315	Si
336	71.75	2	0	2,4	19516.98	-5079.21	-461.35	138896.64	-36147.24	SLD 10	7.117	Si
366	71.75	2	0	2,4	17706.67	-4609.11	-458.61	143303.33	-37302.41	SLD 10	8.093	Si
397	71.75	2	0	2,4	15896.36	-4139.02	-455.87	147005.74	-38276.68	SLD 10	9.248	Si
427	71.75	2	0	2,4	14086.06	-3668.93	-453.12	150891.33	-39301.95	SLD 10	10.712	Si
458	71.75	2	0	2,4	12275.75	-3198.84	-450.38	153936.03	-40112.91	SLD 10	12.54	Si
488	71.75	2	0	2,4	10465.44	-2728.74	-447.64	155085.79	-40436.82	SLD 10	14.819	Si
519	71.75	2	0	2,4	8655.14	-2258.65	-444.9	151161.41	-39447.17	SLD 10	17.465	Si
549	71.75	2	0	2,4	6844.84	-1788.56	-442.15	142342.32	-37194.08	SLD 10	20.796	Si
580	71.75	2	0	2,4	5034.54	-1318.46	-439.41	125869.59	-32963.22	SLD 10	25.001	Si
610	59.88	2	0	2,4	3253.95	-856.08	-436.71	93988.46	-24727.5	SLD 10	28.884	Si

Le verifiche agli SLV sono >0.8 pertanto sono soddisfatte ai fini dell'adeguamento sismico.

14.3 NUOVO PILASTRO

Si riporta di seguito la verifica più gravosa relativa ai pilastri del fabbricato.

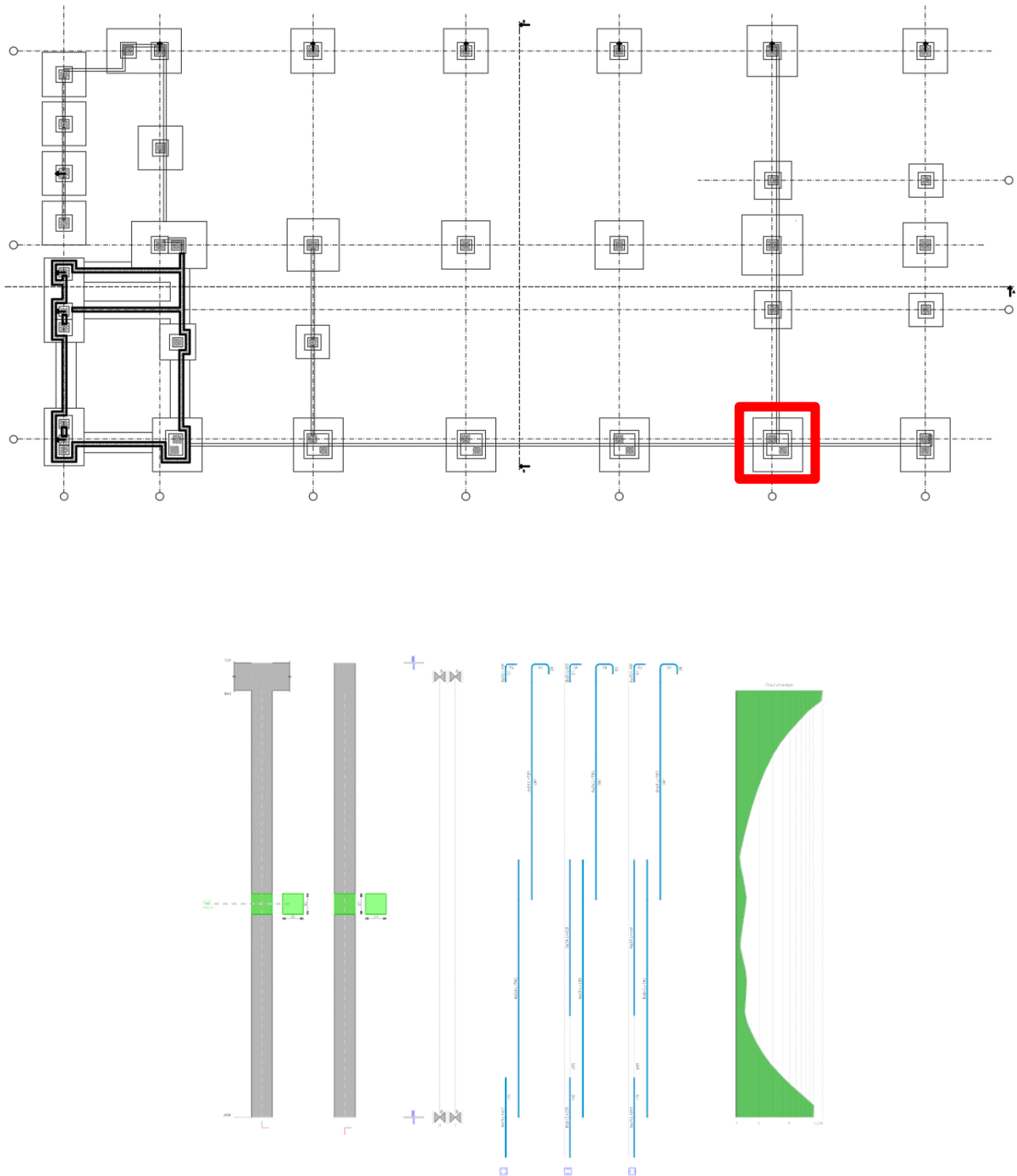


Figura 29 - Rapporto di verifica a pressoflessione

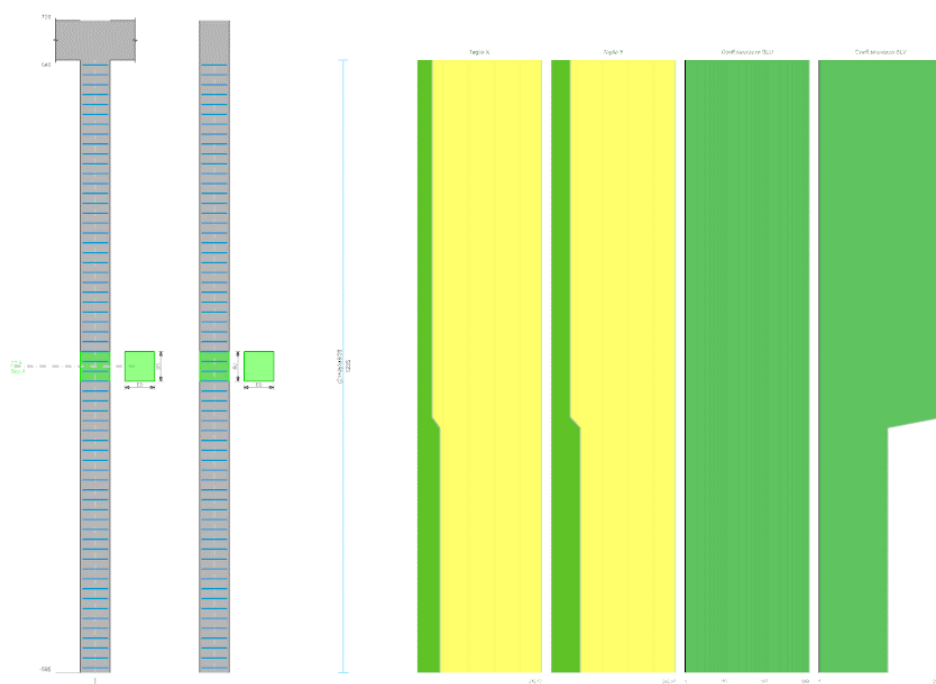


Figura 30 - Rapporto di verifica a taglio

14.3.1.1 Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
-595	72.38	4	0	1,2	3902.09	3902.09	-612.09	39405.55	39405.55	SLU 17	10.099	SI
-590	72.38	4	0	1,2	3897.99	3897.99	-611.45	39405.55	39405.55	SLU 17	10.109	SI
-560	72.38	4	0	1,2	3875.98	3875.98	-608	39405.55	39405.55	SLU 17	10.167	SI
-530	72.38	4	0	1,2	3853.61	3853.61	-604.49	39405.55	39405.55	SLU 17	10.226	SI
-500	72.38	4	0	1,2	3831.23	3831.23	-600.98	39405.55	39405.55	SLU 17	10.285	SI
-470	72.38	2	0	2	3808.85	3808.85	-597.47	39405.55	39405.55	SLU 17	10.346	SI
-440	72.38	2	0	2	3786.48	3786.48	-593.96	39405.55	39405.55	SLU 17	10.407	SI
-410	72.38	2	0	2	3764.1	3764.1	-590.45	39405.55	39405.55	SLU 17	10.469	SI
-380	72.38	2	0	2	3741.73	3741.73	-586.94	39405.55	39405.55	SLU 17	10.531	SI
-350	72.38	2	0	2	3719.35	3719.35	-583.43	39405.55	39405.55	SLU 17	10.595	SI
-320	72.38	2	0	2	3696.97	3696.97	-579.92	39405.55	39405.55	SLU 17	10.659	SI
-290	77.09	3.5	0	2,6	3674.66	3674.66	-576.42	40217.27	40217.27	SLU 17	10.944	SI
-260	91.23	3.5	0	2,6	3652.22	3652.22	-572.9	42648.11	42648.11	SLU 17	11.677	SI
-230	105.37	3.5	0	2,6	3629.84	3629.84	-569.39	45068.86	45068.86	SLU 17	12.416	SI
-200	119.51	3.5	0	2,6	3607.47	3607.47	-565.88	47488.68	47488.68	SLU 17	13.164	SI
-170	126.67	3.5	0	2,6	3585.09	3585.09	-562.37	48714.42	48714.42	SLU 17	13.588	SI
-140	126.67	3.5	0	2,6	3562.72	3562.72	-558.86	48714.42	48714.42	SLU 17	13.673	SI
-110	126.67	3.5	0	2,6	3540.34	3540.34	-555.35	48714.42	48714.42	SLU 17	13.76	SI
-101	126.67	3.5	0	2,6	3533.96	3533.96	-554.35	48714.42	48714.42	SLU 17	13.785	SI
-80	126.67	3.5	0	2,6	3517.96	3517.96	-551.84	48714.42	48714.42	SLU 17	13.847	SI
-50	126.67	3.5	0	2,6	3495.59	3495.59	-548.33	48714.42	48714.42	SLU 17	13.936	SI
-20	126.67	3.5	0	2,6	3473.21	3473.21	-544.82	48714.42	48714.42	SLU 17	14.026	SI
10	126.67	3.5	0	2,6	3450.83	3450.83	-541.31	48714.42	48714.42	SLU 17	14.117	SI
40	124.22	5.5	0	2,3,4,6	3428.46	3428.46	-537.8	48295.11	48295.11	SLU 17	14.087	SI
70	110.08	5.5	0	2,3,4,6	3406.08	3406.08	-534.29	45875.56	45875.56	SLU 17	13.469	SI
100	95.94	5.5	0	2,3,4,6	3383.71	3383.71	-530.78	43455.14	43455.14	SLU 17	12.842	SI
130	81.81	5.5	0	2,3,4,6	3361.33	3361.33	-527.27	41028.61	41028.61	SLU 17	12.206	SI
160	72.38	2	0	3,4	3338.95	3338.95	-523.76	39405.55	39405.55	SLU 17	11.802	SI
190	72.38	2	0	3,4	3316.58	3316.58	-520.25	39405.55	39405.55	SLU 17	11.881	SI
220	72.38	2	0	3,4	3294.2	3294.2	-516.74	39405.55	39405.55	SLU 17	11.962	SI
250	72.38	2	0	3,4	3271.82	3271.82	-513.23	39405.55	39405.55	SLU 17	12.044	SI
280	72.38	2	0	3,4	3249.45	3249.45	-509.72	39405.55	39405.55	SLU 17	12.127	SI
310	72.38	2	0	3,4	3227.07	3227.07	-506.21	39405.55	39405.55	SLU 17	12.211	SI
340	72.38	2	0	3,4	3204.82	3204.82	-502.72	39405.55	39405.55	SLU 17	12.296	SI
370	72.38	2	0	3,4	3182.32	3182.32	-499.19	39405.55	39405.55	SLU 17	12.383	SI
400	72.38	2	0	3,4	3159.94	3159.94	-495.68	39405.55	39405.55	SLU 17	12.47	SI
430	72.38	2	0	3,4	3137.57	3137.57	-492.17	39405.55	39405.55	SLU 17	12.559	SI
460	72.38	2	0	3,4	3115.19	3115.19	-488.66	39405.55	39405.55	SLU 17	12.649	SI
490	72.38	2	0	3,4	3092.81	3092.81	-485.15	39405.55	39405.55	SLU 17	12.741	SI
520	72.38	2	0	3,4	3070.44	3070.44	-481.64	39405.55	39405.55	SLU 17	12.834	SI
550	72.38	2	0	3,4	3048.06	3048.06	-478.13	39405.55	39405.55	SLU 17	12.928	SI
580	72.38	2	0	3,4	3025.69	3025.69	-474.62	39405.55	39405.55	SLU 17	13.024	SI
610	72.38	2	0	3,4	3003.31	3003.31	-471.11	39405.55	39405.55	SLU 17	13.121	SI
640	72.38	2	0	3,4	2981.31	2981.31	-467.66	39405.55	39405.55	SLU 17	13.218	SI

14.3.1.2 Verifica a pressoflessione in SLV

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente

elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le dilatazioni limite elastiche

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	ε,ε _{cu}	ε,ε _{fk}	MRdx	MRdy	Comb.	C.S.	Nmin	Nlim	Comb.Nmin	Ver.
-595	72.38	4	0	1,2	0	0	-346.42	-2.02	1.92	0	0	SLV 5	22.643				Si
-590	72.38	4	0	1,2	784.31	182.5	-345.93	-2.02	1.92	17581.53	4090.93	SLV 6	22.417				Si
-560	72.38	4	0	1,2	4991.07	1161.34	-343.27	-2.02	1.92	59523.52	13850.13	SLV 6	11.926				Si
-530	72.38	4	0	1,2	9269.13	2156.77	-340.57	-2.02	1.92	66446.26	15460.94	SLV 6	7.169				Si
-500	72.38	4	0	1,2	13547.19	3152.21	-337.87	-2.02	1.92	68352.28	15904.44	SLV 6	5.045				Si
-470	72.38	2	0	2	17825.26	4147.64	-335.17	-2.02	1.92	65950.21	15345.52	SLV 6	3.7				Si
-440	72.38	2	0	2	22103.32	5143.07	-332.47	-2.02	1.92	61462.94	14301.4	SLV 6	2.781				Si
-410	72.38	2	0	2	26381.38	6138.51	-329.77	-2.02	1.92	58617.14	13639.23	SLV 6	2.222				Si
-380	72.38	2	0	2	30659.44	7133.94	-327.07	-2.02	1.92	56648.39	13181.14	SLV 6	1.848				Si
-350	72.38	2	0	2	34937.5	8129.38	-324.37	-2.02	1.92	55233.36	12851.88	SLV 6	1.581				Si
-320	72.38	2	0	2	39215.56	9124.81	-321.67	-2.02	1.92	54152.33	12600.35	SLV 6	1.381				Si
-290	77.09	3.5	0	2,6	43482.13	10117.57	-318.98	-2.02	1.92	55989.15	13027.74	SLV 6	1.288				Si
-260	91.23	3.5	0	2,6	47771.69	11115.68	-316.27	-2.02	1.92	63112.01	14685.12	SLV 6	1.321				Si
-230	105.37	3.5	0	2,6	52049.75	12111.11	-313.57	-2.02	1.92	70122.8	16316.41	SLV 6	1.347				Si
-200	119.51	3.5	0	2,6	56327.81	13106.54	-310.87	-2.02	1.92	77045.87	17927.29	SLV 6	1.368				Si
-170	126.67	3.5	0	2,6	60605.87	14101.98	-308.17	-2.02	1.92	80283.41	18680.61	SLV 6	1.325				Si
-140	126.67	3.5	0	2,6	64883.93	15097.41	-305.47	-2.02	1.92	79812.66	18571.08	SLV 6	1.23				Si
-110	126.67	3.5	0	2,6	69161.99	16092.85	-302.77	-2.02	1.92	79404.66	18476.14	SLV 6	1.148				Si
-101	126.67	3.5	0	2,6	70381.01	16376.49	-302	-2.02	1.92	79298.17	18451.37	SLV 6	1.127				Si
-80	126.67	3.5	0	2,6	69315.15	16128.75	-300.07	-2.02	1.92	79344.74	18462.5	SLV 6	1.145				Si
-50	126.67	3.5	0	2,6	66521.93	15479.27	-297.37	-2.02	1.92	79518.01	18503.38	SLV 6	1.195				Si
-20	126.67	3.5	0	2,6	63728.72	14829.79	-294.67	-2.02	1.92	79707.33	18548.04	SLV 6	1.251				Si
10	126.67	3.5	0	2,6	60935.5	14180.31	-291.97	-2.02	1.92	79915.05	18597.04	SLV 6	1.311				Si
40	124.22	5.5	0	2,3,4,6	58142.29	13530.83	-289.27	-2.02	1.92	78858.67	18351.93	SLV 6	1.356				Si
70	110.08	5.5	0	2,3,4,6	55349.07	12881.35	-286.57	-2.02	1.92	71664.27	16678.37	SLV 6	1.295				Si
100	95.94	5.5	0	2,3,4,6	52555.85	12231.87	-283.87	-2.02	1.92	64374.05	14982.44	SLV 6	1.225				Si
130	81.81	5.5	0	2,3,4,6	49762.64	11582.39	-281.17	-2.02	1.92	56938.24	13252.53	SLV 6	1.144				Si
160	72.38	2	0	3,4	46969.42	10932.91	-278.47	-2.02	1.92	51960.3	12094.62	SLV 6	1.106				Si
190	72.38	2	0	3,4	44176.21	10283.43	-275.77	-2.02	1.92	52252.01	12163.33	SLV 6	1.183				Si
220	72.38	2	0	3,4	41382.99	9633.95	-273.07	-2.02	1.92	52587.1	12242.26	SLV 6	1.271				Si
250	72.38	2	0	3,4	38589.78	8984.47	-270.37	-2.02	1.92	52975.96	12333.86	SLV 6	1.373				Si
280	72.38	2	0	3,4	35796.56	8334.99	-267.67	-2.02	1.92	53430.57	12440.95	SLV 6	1.493				Si
310	72.38	2	0	3,4	33003.35	7685.51	-264.97	-2.02	1.92	53972.12	12568.52	SLV 6	1.635				Si
340	72.38	2	0	3,4	30225.15	7039.52	-262.29	-2.02	1.92	54624.31	12722.16	SLV 6	1.807				Si
370	72.38	2	0	3,4	27416.92	6386.55	-259.57	-2.02	1.92	55407.42	12906.72	SLV 6	2.021				Si
400	72.38	2	0	3,4	24623.7	5737.07	-256.87	-2.02	1.92	56391.27	13138.59	SLV 6	2.29				Si
430	72.38	2	0	3,4	21830.49	5087.59	-254.17	-2.02	1.92	57671.16	13440.25	SLV 6	2.642				Si
460	72.38	2	0	3,4	19037.27	4438.11	-251.47	-2.02	1.92	59387.71	13844.91	SLV 6	3.12				Si
490	72.38	2	0	3,4	16244.06	3788.63	-248.77	-2.02	1.92	61755.39	14403.32	SLV 6	3.802				Si
520	72.38	2	0	3,4	13450.85	3139.15	-246.07	-2.02	1.92	65296.64	15238.9	SLV 6	4.854				Si
550	72.38	2	0	3,4	10657.64	2489.67	-243.37	-2.02	1.92	68625.58	16031.25	SLV 6	6.439				Si
580	72.38	2	0	3,4	7864.43	1840.19	-240.67	-2.02	1.92	67393.21	15769.29	SLV 6	8.569				Si
610	72.38	2	0	3,4	5071.24	1190.71	-237.97	-2.02	1.92	64524.95	15150.27	SLV 6	12.724				Si
640	72.38	2	0	3,4	2322.82	552.06	-235.32	-2.02	1.92	50718.91	12054.24	SLV 6	21.835				Si

14.3.1.3 Verifica a pressoflessione in SLD

La struttura oppure parte di essa, è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per tutte o solo alcune sezioni, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Le dilatazioni ultime utilizzate sono le dilatazioni limite elastiche

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
-595	72.38	4	0	1,2	0	0	-346.42	0	0	SLD 5	22.643	Si
-590	72.38	4	0	1,2	311.24	72.41	-345.93	7057.64	1642.04	SLD 6	22.676	Si
-560	72.38	4	0	1,2	1980.62	460.81	-343.27	36434.78	8476.95	SLD 6	18.396	Si
-530	72.38	4	0	1,2	3678.29	855.79	-340.57	53098.96	12354.06	SLD 6	14.436	Si
-500	72.38	4	0	1,2	5375.96	1250.78	-337.87	61040.5	14201.74	SLD 6	11.354	Si
-470	72.38	2	0	2	7073.63	1645.76	-335.17	64514.25	15009.95	SLD 6	9.12	Si
-440	72.38	2	0	2	8771.3	2040.74	-332.47	66251.07	15414.04	SLD 6	7.553	Si
-410	72.38	2	0	2	10468.98	2435.72	-329.77	67308.42	15660.04	SLD 6	6.429	Si
-380	72.38	2	0	2	12166.65	2830.7	-327.07	68049.23	15832.4	SLD 6	5.593	Si
-350	72.38	2	0	2	13864.32	3225.69	-324.37	68587.59	15957.65	SLD 6	4.947	Si
-320	72.38	2	0	2	15561.99	3620.67	-321.67	68275.47	15885.04	SLD 6	4.387	Si
-290	77.09	3.5	0	2,6	17255.1	4014.59	-318.98	68562.49	15951.82	SLD 6	3.973	Si
-260	91.23	3.5	0	2,6	18957.34	4410.63	-316.27	75045.05	17460.05	SLD 6	3.959	Si
-230	105.37	3.5	0	2,6	20655.01	4805.61	-313.57	81528.81	18968.57	SLD 6	3.947	Si
-200	119.51	3.5	0	2,6	22352.68	5200.6	-310.87	87956.25	20463.99	SLD 6	3.935	Si
-170	126.67	3.5	0	2,6	24050.35	5595.58	-308.17	90555.31	21068.69	SLD 6	3.765	Si
-140	126.67	3.5	0	2,6	25748.02	5990.56	-305.47	89198.34	20752.97	SLD 6	3.464	Si
-110	126.67	3.5	0	2,6	27445.69	6385.54	-302.77	88042.36	20484.02	SLD 6	3.208	Si
-101	126.67	3.5	0	2,6	27929.44	6498.09	-302	87743.68	20414.53	SLD 6	3.142	Si
-80	126.67	3.5	0	2,6	27506.47	6399.79	-300.07	87874.46	20445.29	SLD 6	3.195	Si
-50	126.67	3.5	0	2,6	26398.03	6142.08	-297.37	88362.59	20559.48	SLD 6	3.347	Si
-20	126.67	3.5	0	2,6	25289.59	5884.37	-294.67	88899.76	20685.14	SLD 6	3.515	Si
10	126.67	3.5	0	2,6	24181.16	5626.66	-291.97	89493.74	20824.1	SLD 6	3.701	Si
40	124.22	5.5	0	2,3,4,6	23072.72	5368.95	-289.27	88765.38	20655.43	SLD 6	3.847	Si
70	110.08	5.5	0	2,3,4,6	21964.28	5111.24	-286.57	81401.23	18942.63	SLD 6	3.706	Si
100	95.94	5.5	0	2,3,4,6	20855.85	4853.53	-283.87	73948.12	17209.06	SLD 6	3.546	Si
130	81.81	5.5	0	2,3,4,6	19747.41	4595.82	-281.17	66292.41	15428.26	SLD 6	3.357	Si
160	72.38	2	0	3,4	18638.97	4338.11	-278.47	61343.38	14277.31	SLD 6	3.291	Si
190	72.38	2	0	3,4	17530.53	4080.4	-275.77	62265.97	14493.01	SLD 6	3.552	Si
220	72.38	2	0	3,4	16422.09	3822.69	-273.07	63331.3	14742.09	SLD 6	3.856	Si
250	72.38	2	0	3,4	15313.66	3564.98	-270.37	64565.13	15030.6	SLD 6	4.216	Si
280	72.38	2	0	3,4	14205.22	3307.27	-267.67	65992.34	15364.4	SLD 6	4.646	Si
310	72.38	2	0	3,4	13096.78	3049.56	-264.97	67717.55	15767.91	SLD 6	5.171	Si
340	72.38	2	0	3,4	11994.3	2793.24	-262.29	68678.87	15993.97	SLD 6	5.726	Si
370	72.38	2	0	3,4	10879.91	2534.14	-259.57	68504.47	15956.04	SLD 6	6.296	Si
400	72.38	2	0	3,4	9771.47	2276.43	-256.87	68130.04	15872.08	SLD 6	6.972	Si
430	72.38	2	0	3,4	8663.03	2018.72	-254.17	67638.5	15761.63	SLD 6	7.808	Si
460	72.38	2	0	3,4	7554.6	1761.02	-251.47	66998.58	15617.71	SLD 6	8.869	Si
490	72.38	2	0	3,4	6446.16	1503.31	-248.77	66111.93	15417.93	SLD 6	10.256	Si
520	72.38	2	0	3,4	5337.72	1245.6	-246.07	64737.81	15107.03	SLD 6	12.128	Si
550	72.38	2	0	3,4	4229.29	987.89	-243.37	62297.44	14551.58	SLD 6	14.73	Si
580	72.38	2	0	3,4	3120.85	730.18	-240.67	57271.75	13399.7	SLD 6	18.351	Si
610	72.38	2	0	3,4	2012.43	472.47	-237.97	46619.84	10945.17	SLD 6	23.166	Si
640	72.38	2	0	3,4	921.76	219.05	-235.32	27408.38	6513.48	SLD 6	29.735	Si

14.3.1.1 Verifica a taglio in SLU

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
-595	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	175.82	242.17	931.39	2.5	1000	0	-	SLU 1	175.82	242.17	931.39	2.5	1000	Si
-590	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	175.75	242.17	931.32	2.5	1000	0	-	SLU 1	175.75	242.17	931.32	2.5	1000	Si
-560	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	175.39	242.17	930.94	2.5	1000	0	-	SLU 1	175.39	242.17	930.94	2.5	1000	Si
-530	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	175.02	242.17	930.56	2.5	1000	0	-	SLU 1	175.02	242.17	930.56	2.5	1000	Si
-500	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	174.65	242.17	930.18	2.5	1000	0	-	SLU 1	174.65	242.17	930.18	2.5	1000	Si
-470	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	174.28	242.17	929.8	2.5	1000	0	-	SLU 1	174.28	242.17	929.8	2.5	1000	Si
-440	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	173.91	242.17	929.42	2.5	1000	0	-	SLU 1	173.91	242.17	929.42	2.5	1000	Si
-410	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	173.55	242.17	929.04	2.5	1000	0	-	SLU 1	173.55	242.17	929.04	2.5	1000	Si
-380	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	173.18	242.17	928.66	2.5	1000	0	-	SLU 1	173.18	242.17	928.66	2.5	1000	Si
-350	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	172.81	242.17	928.28	2.5	1000	0	-	SLU 1	172.81	242.17	928.28	2.5	1000	Si
-320	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	172.44	242.17	927.9	2.5	1000	0	-	SLU 1	172.44	242.17	927.9	2.5	1000	Si
-290	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	172.08	242.17	927.52	2.5	1000	0	-	SLU 1	172.08	242.17	927.52	2.5	1000	Si
-260	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	171.71	242.17	927.14	2.5	1000	0	-	SLU 1	171.71	242.17	927.14	2.5	1000	Si
-230	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	171.34	242.17	926.76	2.5	1000	0	-	SLU 1	171.34	242.17	926.76	2.5	1000	Si
-200	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	170.97	242.17	926.38	2.5	1000	0	-	SLU 1	170.97	242.17	926.38	2.5	1000	Si
-170	2x/2y ø8/19.9	0	-	SLU 1	170.6	242.17	926	2.5	1000	0	-	SLU 1	170.6	242.17	926	2.5	1000	Si

		Direzione X									Direzione Y									Verifica
Quota	Staffe	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.			
-140	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	170.24	242.17	925.62	2.5	1000	0	-	SLU 1	170.24	242.17	925.62	2.5	1000		Si	
-110	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	169.87	242.17	925.24	2.5	1000	0	-	SLU 1	169.87	242.17	925.24	2.5	1000		Si	
-101	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	169.76	242.17	925.13	2.5	1000	0	-	SLU 1	169.76	242.17	925.13	2.5	1000		Si	
-80	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	169.5	242.17	924.85	2.5	1000	0	-	SLU 1	169.5	242.17	924.85	2.5	1000		Si	
-50	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	169.13	242.17	924.47	2.5	1000	0	-	SLU 1	169.13	242.17	924.47	2.5	1000		Si	
-20	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	168.76	242.17	924.09	2.5	1000	0	-	SLU 1	168.76	242.17	924.09	2.5	1000		Si	
10	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	168.4	242.17	923.71	2.5	1000	0	-	SLU 1	168.4	242.17	923.71	2.5	1000		Si	
40	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	168.03	242.17	923.33	2.5	1000	0	-	SLU 1	168.03	242.17	923.33	2.5	1000		Si	
70	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	167.66	242.17	922.95	2.5	1000	0	-	SLU 1	167.66	242.17	922.95	2.5	1000		Si	
100	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	167.29	242.17	922.57	2.5	1000	0	-	SLU 1	167.29	242.17	922.57	2.5	1000		Si	
130	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	166.93	242.17	922.19	2.5	1000	0	-	SLU 1	166.93	242.17	922.19	2.5	1000		Si	
160	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	166.56	242.17	921.81	2.5	1000	0	-	SLU 1	166.56	242.17	921.81	2.5	1000		Si	
190	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	166.19	242.17	921.43	2.5	1000	0	-	SLU 1	166.19	242.17	921.43	2.5	1000		Si	
220	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	165.82	242.17	921.05	2.5	1000	0	-	SLU 1	165.82	242.17	921.05	2.5	1000		Si	
250	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	165.45	242.17	920.67	2.5	1000	0	-	SLU 1	165.45	242.17	920.67	2.5	1000		Si	
280	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	165.09	242.17	920.29	2.5	1000	0	-	SLU 1	165.09	242.17	920.29	2.5	1000		Si	
310	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	164.72	242.17	919.91	2.5	1000	0	-	SLU 1	164.72	242.17	919.91	2.5	1000		Si	
340	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	164.35	242.17	919.53	2.5	1000	0	-	SLU 1	164.35	242.17	919.53	2.5	1000		Si	
370	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	163.98	242.17	919.15	2.5	1000	0	-	SLU 1	163.98	242.17	919.15	2.5	1000		Si	
400	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	163.61	242.17	918.77	2.5	1000	0	-	SLU 1	163.61	242.17	918.77	2.5	1000		Si	
430	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	163.25	242.17	918.39	2.5	1000	0	-	SLU 1	163.25	242.17	918.39	2.5	1000		Si	
460	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	162.88	242.17	918	2.5	1000	0	-	SLU 1	162.88	242.17	918	2.5	1000		Si	
490	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	162.51	242.17	917.62	2.5	1000	0	-	SLU 1	162.51	242.17	917.62	2.5	1000		Si	
520	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	162.14	242.17	917.24	2.5	1000	0	-	SLU 1	162.14	242.17	917.24	2.5	1000		Si	
550	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	161.77	242.17	916.86	2.5	1000	0	-	SLU 1	161.77	242.17	916.86	2.5	1000		Si	
580	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	161.41	242.17	916.48	2.5	1000	0	-	SLU 1	161.41	242.17	916.48	2.5	1000		Si	
610	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	161.04	242.17	916.1	2.5	1000	0	-	SLU 1	161.04	242.17	916.1	2.5	1000		Si	
640	2X/2Y ø8/19.9	0	-	SLU 1	160.68	242.17	915.73	2.5	1000	0	-	SLU 1	160.68	242.17	915.73	2.5	1000		Si	

14.3.1.1 Verifica a taglio in SLV

		Direzione X									Direzione Y									Verifica
Quota	Staffe	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.			
-595	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	176.26	242.17	931.85	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	176.26	242.17	931.85	2.5	1.7	Si		
-590	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	176.19	242.17	931.78	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	176.19	242.17	931.78	2.5	1.7	Si		
-560	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	175.83	242.17	931.4	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	175.83	242.17	931.4	2.5	1.7	Si		
-530	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	175.46	242.17	931.02	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	175.46	242.17	931.02	2.5	1.7	Si		
-500	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	175.09	242.17	930.64	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	175.09	242.17	930.64	2.5	1.7	Si		
-470	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	174.73	242.17	930.26	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	174.73	242.17	930.26	2.5	1.7	Si		
-440	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	174.36	242.17	929.88	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	174.36	242.17	929.88	2.5	1.7	Si		
-410	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	173.99	242.17	929.5	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	173.99	242.17	929.5	2.5	1.7	Si		
-380	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	173.62	242.17	929.12	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	173.62	242.17	929.12	2.5	1.7	Si		
-350	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	173.25	242.17	928.74	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	173.25	242.17	928.74	2.5	1.7	Si		
-320	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	172.89	242.17	928.36	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	172.89	242.17	928.36	2.5	1.7	Si		
-290	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	172.52	242.17	927.98	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	172.52	242.17	927.98	2.5	1.7	Si		
-260	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	172.15	242.17	927.6	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	172.15	242.17	927.6	2.5	1.7	Si		
-230	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	171.78	242.17	927.22	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	171.78	242.17	927.22	2.5	1.7	Si		
-200	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	171.41	242.17	926.84	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	171.41	242.17	926.84	2.5	1.7	Si		
-170	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	171.05	242.17	926.45	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	171.05	242.17	926.45	2.5	1.7	Si		

		Direzione X									Direzione Y									Verifica
Quota	Staffe	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.			
-140	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	170.68	242.17	926.07	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	170.68	242.17	926.07	2.5	1.7	Si		
-110	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-	SLV 1	170.31	242.17	925.69	2.5	2.19	142.6	-	SLV 6	170.31	242.17	925.69	2.5	1.7	Si		
-101	2X/2Y ø8/19.9	110.6	-302	SLV 1	170.21	242.17	925.59	2.5	2.19	142.6	-302	SLV 6	170.21	242.17	925.59	2.5	1.7	Si		
-80	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	169.94	242.17	925.31	2.5	3.36	-	-	SLV 6	169.94	242.17	925.31	2.5	2.6	Si		
-50	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	169.58	242.17	924.93	2.5	3.36	-	-	SLV 6	169.58	242.17	924.93	2.5	2.6	Si		
-20	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	169.21	242.17	924.55	2.5	3.36	-	-	SLV 6	169.21	242.17	924.55	2.5	2.6	Si		
10	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	168.84	242.17	924.17	2.5	3.36	-	-	SLV 6	168.84	242.17	924.17	2.5	2.6	Si		
40	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	168.47	242.17	923.79	2.5	3.36	-	-	SLV 6	168.47	242.17	923.79	2.5	2.6	Si		
70	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	168.1	242.17	923.41	2.5	3.36	-	-	SLV 6	168.1	242.17	923.41	2.5	2.6	Si		
100	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	167.74	242.17	923.03	2.5	3.36	-	-	SLV 6	167.74	242.17	923.03	2.5	2.6	Si		
130	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	167.37	242.17	922.65	2.5	3.36	-	-	SLV 6	167.37	242.17	922.65	2.5	2.6	Si		
160	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	167	242.17	922.27	2.5	3.36	-	-	SLV 6	167	242.17	922.27	2.5	2.6	Si		
190	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	166.63	242.17	921.89	2.5	3.36	-	-	SLV 6	166.63	242.17	921.89	2.5	2.6	Si		
220	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	166.26	242.17	921.51	2.5	3.36	-	-	SLV 6	166.26	242.17	921.51	2.5	2.6	Si		
250	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	165.9	242.17	921.13	2.5	3.36	-	-	SLV 6	165.9	242.17	921.13	2.5	2.6	Si		
280	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	165.53	242.17	920.75	2.5	3.36	-	-	SLV 6	165.53	242.17	920.75	2.5	2.6	Si		
310	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	165.16	242.17	920.37	2.5	3.36	-	-	SLV 6	165.16	242.17	920.37	2.5	2.6	Si		
340	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	164.79	242.17	919.99	2.5	3.36	-	-	SLV 6	164.79	242.17	919.99	2.5	2.6	Si		
370	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	164.43	242.17	919.6	2.5	3.36	-	-	SLV 6	164.43	242.17	919.6	2.5	2.6	Si		
400	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	164.06	242.17	919.22	2.5	3.36	-	-	SLV 6	164.06	242.17	919.22	2.5	2.6	Si		
430	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	163.69	242.17	918.84	2.5	3.36	-	-	SLV 6	163.69	242.17	918.84	2.5	2.6	Si		
460	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	163.32	242.17	918.46	2.5	3.36	-	-	SLV 6	163.32	242.17	918.46	2.5	2.6	Si		
490	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	162.95	242.17	918.08	2.5	3.36	-	-	SLV 6	162.95	242.17	918.08	2.5	2.6	Si		
520	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	162.59	242.17	917.7	2.5	3.36	-	-	SLV 6	162.59	242.17	917.7	2.5	2.6	Si		
550	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	162.22	242.17	917.32	2.5	3.36	-	-	SLV 6	162.22	242.17	917.32	2.5	2.6	Si		
580	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	161.85	242.17	916.94	2.5	3.36	-	-	SLV 6	161.85	242.17	916.94	2.5	2.6	Si		
610	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	161.48	242.17	916.56	2.5	3.36	-	-	SLV 6	161.48	242.17	916.56	2.5	2.6	Si		
640	2X/2Y ø8/19.9	72.16	-	SLV 1	161.12	242.17	916.19	2.5	3.36	-	-	SLV 6	161.12	242.17	916.19	2.5	2.6	Si		

14.3.1.1 Verifica a taglio in SLD resistenza

		Direzione X									Direzione Y									Verifica
Quota	Staffe	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.			
-595	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	176.26	242.17	931.85	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	176.26	242.17	931.85	2.5	4.28	Si		
-590	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	176.19	242.17	931.78	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	176.19	242.17	931.78	2.5	4.28	Si		
-560	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	175.83	242.17	931.4	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	175.83	242.17	931.4	2.5	4.28	Si		
-530	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	175.46	242.17	931.02	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	175.46	242.17	931.02	2.5	4.28	Si		
-500	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	175.09	242.17	930.64	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	175.09	242.17	930.64	2.5	4.28	Si		
-470	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	174.73	242.17	930.26	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	174.73	242.17	930.26	2.5	4.28	Si		
-440	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	174.36	242.17	929.88	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	174.36	242.17	929.88	2.5	4.28	Si		
-410	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	173.99	242.17	929.5	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	173.99	242.17	929.5	2.5	4.28	Si		
-380	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	173.62	242.17	929.12	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	173.62	242.17	929.12	2.5	4.28	Si		
-350	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	173.25	242.17	928.74	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	173.25	242.17	928.74	2.5	4.28	Si		
-320	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	172.89	242.17	928.36	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	172.89	242.17	928.36	2.5	4.28	Si		
-290	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	172.52	242.17	927.98	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	172.52	242.17	927.98	2.5	4.28	Si		
-260	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	172.15	242.17	927.6	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	172.15	242.17	927.6	2.5	4.28	Si		
-230	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	171.78	242.17	927.22	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	171.78	242.17	927.22	2.5	4.28	Si		
-200	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	171.41	242.17	926.84	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	171.41	242.17	926.84	2.5	4.28	Si		
-170	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	171.05	242.17	926.45	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	171.05	242.17	926.45	2.5	4.28	Si		

Direzione X										Direzione Y										Verifica
Quota	Staffe	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.			
-140	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-	SLD 1	170.68	242.17	926.07	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	170.68	242.17	926.07	2.5	4.28			Si
-110	2X/2Y ø8/19.9	43.88	305.47	SLD 1	170.31	242.17	925.69	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	170.31	242.17	925.69	2.5	4.28			Si
-101	2X/2Y ø8/19.9	43.88	-302	SLD 1	170.21	242.17	925.59	2.5	5.52	56.59	-	SLD 6	170.21	242.17	925.59	2.5	4.28			Si
-80	2X/2Y ø8/19.9	-	-	SLD 1	169.94	242.17	925.31	2.5	8.46	-	-	SLD 6	169.94	242.17	925.31	2.5	6.55			Si
-50	2X/2Y ø8/19.9	28.63	300.07	SLD 1	169.58	242.17	924.93	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	169.58	242.17	924.93	2.5	6.55			Si
-20	2X/2Y ø8/19.9	28.63	297.37	SLD 1	169.21	242.17	924.55	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	169.21	242.17	924.55	2.5	6.55			Si
10	2X/2Y ø8/19.9	28.63	294.67	SLD 1	168.84	242.17	924.17	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	168.84	242.17	924.17	2.5	6.55			Si
40	2X/2Y ø8/19.9	-	-	SLD 1	168.47	242.17	923.79	2.5	8.46	-	-	SLD 6	168.47	242.17	923.79	2.5	6.55			Si
70	2X/2Y ø8/19.9	28.63	289.27	SLD 1	168.1	242.17	923.41	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	168.1	242.17	923.41	2.5	6.55			Si
100	2X/2Y ø8/19.9	28.63	286.57	SLD 1	167.74	242.17	923.03	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	167.74	242.17	923.03	2.5	6.55			Si
130	2X/2Y ø8/19.9	28.63	283.87	SLD 1	167.37	242.17	922.65	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	167.37	242.17	922.65	2.5	6.55			Si
160	2X/2Y ø8/19.9	28.63	281.17	SLD 1	167	242.17	922.27	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	167	242.17	922.27	2.5	6.55			Si
190	2X/2Y ø8/19.9	28.63	278.47	SLD 1	166.63	242.17	921.89	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	166.63	242.17	921.89	2.5	6.55			Si
220	2X/2Y ø8/19.9	28.63	275.77	SLD 1	166.26	242.17	921.51	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	166.26	242.17	921.51	2.5	6.55			Si
250	2X/2Y ø8/19.9	28.63	273.07	SLD 1	165.9	242.17	921.13	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	165.9	242.17	921.13	2.5	6.55			Si
280	2X/2Y ø8/19.9	28.63	270.37	SLD 1	165.53	242.17	920.75	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	165.53	242.17	920.75	2.5	6.55			Si
310	2X/2Y ø8/19.9	28.63	267.67	SLD 1	165.16	242.17	920.37	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	165.16	242.17	920.37	2.5	6.55			Si
340	2X/2Y ø8/19.9	28.63	264.97	SLD 1	164.79	242.17	919.99	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	164.79	242.17	919.99	2.5	6.55			Si
370	2X/2Y ø8/19.9	28.63	262.29	SLD 1	164.43	242.17	919.6	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	164.43	242.17	919.6	2.5	6.55			Si
400	2X/2Y ø8/19.9	28.63	259.57	SLD 1	164.06	242.17	919.22	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	164.06	242.17	919.22	2.5	6.55			Si
430	2X/2Y ø8/19.9	28.63	256.87	SLD 1	163.69	242.17	918.84	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	163.69	242.17	918.84	2.5	6.55			Si
460	2X/2Y ø8/19.9	28.63	254.17	SLD 1	163.32	242.17	918.46	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	163.32	242.17	918.46	2.5	6.55			Si
490	2X/2Y ø8/19.9	28.63	251.47	SLD 1	162.95	242.17	918.08	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	162.95	242.17	918.08	2.5	6.55			Si
520	2X/2Y ø8/19.9	28.63	248.77	SLD 1	162.59	242.17	917.7	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	162.59	242.17	917.7	2.5	6.55			Si
550	2X/2Y ø8/19.9	28.63	246.07	SLD 1	162.22	242.17	917.32	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	162.22	242.17	917.32	2.5	6.55			Si
580	2X/2Y ø8/19.9	28.63	243.37	SLD 1	161.85	242.17	916.94	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	161.85	242.17	916.94	2.5	6.55			Si
610	2X/2Y ø8/19.9	28.63	240.67	SLD 1	161.48	242.17	916.56	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	161.48	242.17	916.56	2.5	6.55			Si
640	2X/2Y ø8/19.9	28.63	237.97	SLD 1	161.12	242.17	916.19	2.5	8.46	36.95	-	SLD 6	161.12	242.17	916.19	2.5	6.55			Si
	ø8/19.9	28.63	235.32	SLD 1						36.95	235.32									

14.3.1.1 Verifica delle tensioni in combinazione rara

Tensione limite del calcestruzzo 1.843 kN/cm²

Tensione limite dell'acciaio 36 kN/cm²

Coefficiente di omogeneizzazione impiegato 15

Quota	Mx	My	N	Comb.	σ _{c,max}	Mx	My	N	Comb.	σ _{f,max}	Verifica
-595	0	0	-452.08	SLE RA 2	-0.096	0	0	-452.08	SLE RA 2	-1.447	Si
-590	0	0	-451.59	SLE RA 2	-0.096	0	0	-451.59	SLE RA 2	-1.446	Si
-560	0	0	-448.93	SLE RA 2	-0.096	0	0	-448.93	SLE RA 2	-1.437	Si
-530	0	0	-446.23	SLE RA 2	-0.095	0	0	-446.23	SLE RA 2	-1.428	Si
-500	0	0	-443.53	SLE RA 2	-0.095	0	0	-443.53	SLE RA 2	-1.42	Si
-470	0	0	-440.83	SLE RA 2	-0.094	0	0	-440.83	SLE RA 2	-1.411	Si
-440	0	0	-438.13	SLE RA 2	-0.094	0	0	-438.13	SLE RA 2	-1.403	Si
-410	0	0	-435.43	SLE RA 2	-0.093	0	0	-435.43	SLE RA 2	-1.394	Si
-380	0	0	-432.73	SLE RA 2	-0.092	0	0	-432.73	SLE RA 2	-1.385	Si
-350	0	0	-430.03	SLE RA 2	-0.092	0	0	-430.03	SLE RA 2	-1.377	Si
-320	0	0	-427.33	SLE RA 2	-0.091	0	0	-427.33	SLE RA 2	-1.368	Si
-290	0	0	-424.64	SLE RA 2	-0.089	0	0	-424.64	SLE RA 2	-1.339	Si
-260	0	0	-421.93	SLE RA 2	-0.085	0	0	-421.93	SLE RA 2	-1.274	Si
-230	0	0	-419.23	SLE RA 2	-0.081	0	0	-419.23	SLE RA 2	-1.214	Si
-200	0	0	-416.53	SLE RA 2	-0.077	0	0	-416.53	SLE RA 2	-1.159	Si
-170	0	0	-413.83	SLE RA 2	-0.075	0	0	-413.83	SLE RA 2	-1.129	Si
-140	0	0	-411.13	SLE RA 2	-0.075	0	0	-411.13	SLE RA 2	-1.121	Si
-110	0	0	-408.43	SLE RA 2	-0.074	0	0	-408.43	SLE RA 2	-1.114	Si
-101	0	0	-407.66	SLE RA 2	-0.074	0	0	-407.66	SLE RA 2	-1.112	Si
-80	0	0	-405.73	SLE RA 2	-0.074	0	0	-405.73	SLE RA 2	-1.107	Si
-50	0	0	-403.03	SLE RA 2	-0.073	0	0	-403.03	SLE RA 2	-1.099	Si
-20	0	0	-400.33	SLE RA 2	-0.073	0	0	-400.33	SLE RA 2	-1.092	Si
10	0	0	-397.63	SLE RA 2	-0.072	0	0	-397.63	SLE RA 2	-1.084	Si
40	0	0	-394.93	SLE RA 2	-0.072	0	0	-394.93	SLE RA 2	-1.084	Si
70	0	0	-392.23	SLE RA 2	-0.075	0	0	-392.23	SLE RA 2	-1.12	Si
100	0	0	-389.53	SLE RA 2	-0.077	0	0	-389.53	SLE RA 2	-1.16	Si

Quota	Mx	My	N	Comb.	$\sigma_{c,max}$	Mx	My	N	Comb.	$\sigma_{f,max}$	Verifica
130	0	0	-386.83	SLE RA 2	-0.08	0	0	-386.83	SLE RA 2	-1.202	Si
160	0	0	-384.13	SLE RA 2	-0.082	0	0	-384.13	SLE RA 2	-1.23	Si
190	0	0	-381.43	SLE RA 2	-0.081	0	0	-381.43	SLE RA 2	-1.221	Si
220	0	0	-378.73	SLE RA 2	-0.081	0	0	-378.73	SLE RA 2	-1.212	Si
250	0	0	-376.03	SLE RA 2	-0.08	0	0	-376.03	SLE RA 2	-1.204	Si
280	0	0	-373.33	SLE RA 2	-0.08	0	0	-373.33	SLE RA 2	-1.195	Si
310	0	0	-370.63	SLE RA 2	-0.079	0	0	-370.63	SLE RA 2	-1.186	Si
340	0	0	-367.95	SLE RA 2	-0.079	0	0	-367.95	SLE RA 2	-1.178	Si
370	0	0	-365.23	SLE RA 2	-0.078	0	0	-365.23	SLE RA 2	-1.169	Si
400	0	0	-362.53	SLE RA 2	-0.077	0	0	-362.53	SLE RA 2	-1.161	Si
430	0	0	-359.83	SLE RA 2	-0.077	0	0	-359.83	SLE RA 2	-1.152	Si
460	0	0	-357.13	SLE RA 2	-0.076	0	0	-357.13	SLE RA 2	-1.143	Si
490	0	0	-354.43	SLE RA 2	-0.076	0	0	-354.43	SLE RA 2	-1.135	Si
520	0	0	-351.73	SLE RA 2	-0.075	0	0	-351.73	SLE RA 2	-1.126	Si
550	0	0	-349.03	SLE RA 2	-0.074	0	0	-349.03	SLE RA 2	-1.117	Si
580	0	0	-346.33	SLE RA 2	-0.074	0	0	-346.33	SLE RA 2	-1.109	Si
610	0	0	-343.63	SLE RA 2	-0.073	0	0	-343.63	SLE RA 2	-1.1	Si
640	0	0	-340.98	SLE RA 2	-0.073	0	0	-340.98	SLE RA 2	-1.092	Si

14.3.1.1 Verifica delle tensioni in combinazioni quasi permanenti

Tensione limite del calcestruzzo 1.382 kN/cm²

Coefficiente di omogeneizzazione impiegato 15

Quota	Mx	My	N	Comb.	$\sigma_{c,max}$	Verifica
-595	0	0	-346.42	SLE QP 1	-0.074	Si
-590	0	0	-345.93	SLE QP 1	-0.074	Si
-560	0	0	-343.27	SLE QP 1	-0.073	Si
-530	0	0	-340.57	SLE QP 1	-0.073	Si
-500	0	0	-337.87	SLE QP 1	-0.072	Si
-470	0	0	-335.17	SLE QP 1	-0.072	Si
-440	0	0	-332.47	SLE QP 1	-0.071	Si
-410	0	0	-329.77	SLE QP 1	-0.07	Si
-380	0	0	-327.07	SLE QP 1	-0.07	Si
-350	0	0	-324.37	SLE QP 1	-0.069	Si
-320	0	0	-321.67	SLE QP 1	-0.069	Si
-290	0	0	-318.98	SLE QP 1	-0.067	Si
-260	0	0	-316.27	SLE QP 1	-0.064	Si
-230	0	0	-313.57	SLE QP 1	-0.061	Si
-200	0	0	-310.87	SLE QP 1	-0.058	Si
-170	0	0	-308.17	SLE QP 1	-0.056	Si
-140	0	0	-305.47	SLE QP 1	-0.056	Si
-110	0	0	-302.77	SLE QP 1	-0.055	Si
-101	0	0	-302	SLE QP 1	-0.055	Si
-80	0	0	-300.07	SLE QP 1	-0.055	Si
-50	0	0	-297.37	SLE QP 1	-0.054	Si
-20	0	0	-294.67	SLE QP 1	-0.054	Si
10	0	0	-291.97	SLE QP 1	-0.053	Si
40	0	0	-289.27	SLE QP 1	-0.053	Si
70	0	0	-286.57	SLE QP 1	-0.055	Si
100	0	0	-283.87	SLE QP 1	-0.056	Si
130	0	0	-281.17	SLE QP 1	-0.058	Si
160	0	0	-278.47	SLE QP 1	-0.059	Si
190	0	0	-275.77	SLE QP 1	-0.059	Si
220	0	0	-273.07	SLE QP 1	-0.058	Si
250	0	0	-270.37	SLE QP 1	-0.058	Si
280	0	0	-267.67	SLE QP 1	-0.057	Si
310	0	0	-264.97	SLE QP 1	-0.057	Si
340	0	0	-262.29	SLE QP 1	-0.056	Si
370	0	0	-259.57	SLE QP 1	-0.055	Si
400	0	0	-256.87	SLE QP 1	-0.055	Si
430	0	0	-254.17	SLE QP 1	-0.054	Si
460	0	0	-251.47	SLE QP 1	-0.054	Si
490	0	0	-248.77	SLE QP 1	-0.053	Si
520	0	0	-246.07	SLE QP 1	-0.053	Si
550	0	0	-243.37	SLE QP 1	-0.052	Si
580	0	0	-240.67	SLE QP 1	-0.051	Si
610	0	0	-237.97	SLE QP 1	-0.051	Si
640	0	0	-235.32	SLE QP 1	-0.05	Si

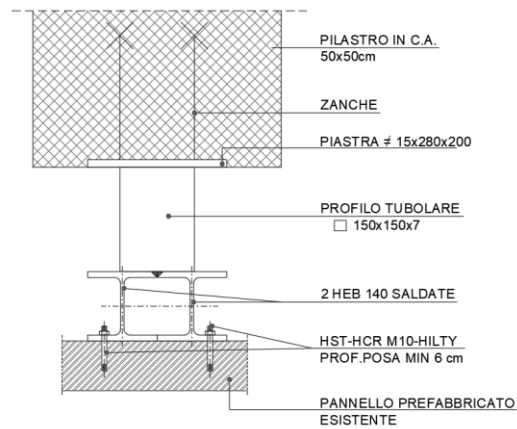
14.4 NUOVO PILASTRO REGGIPANNELLO

Si riportano le verifiche condotte per i nuovi pilastri reggipannello 50x50 ed i collegamenti degli stessi ai pannelli prefabbricati di confine tramite carpenteria metallica e tasselli meccanici.

I nuovi pilastri vengono inghisati nella suola dei plinti esistenti dove possibile o su eventuali allargamenti degli stessi.

14.4.1 MENSOLA METALLICA

Il pannello sommitale viene sorretto da due mensole metalliche realizzate con due profili HE 140 B saldate. Il fissaggio al pannello è realizzato con tasselli meccanici tipo HILTI HST-HCR M10.



Il carico agente sul pannello risulta:

$$p_{\text{pannello}} = 380 \text{ daN/mq}$$

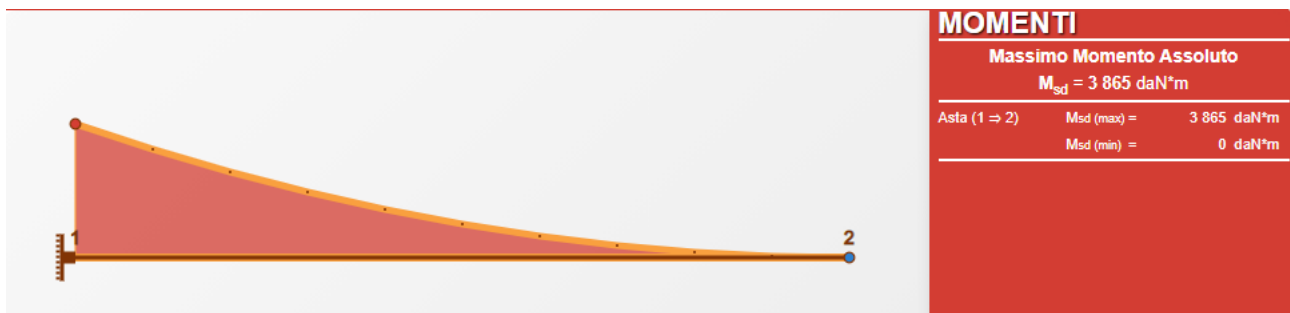
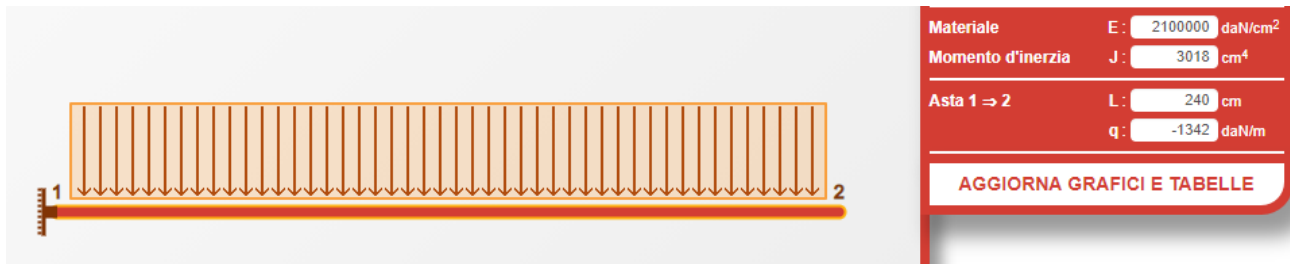
$$P_{\text{tot}} = 380 \times 3.15 \times 11.45 = 13705.65 \text{ daN}$$

Essendo $a_g/g = 0.470$ (considerando il fattore di struttura $q = 1.5$)

$$P_{\text{tot}}^* = 13705.65 \times 0.470 = 6441.66 \text{ daN}$$

Il carico del pannello viene ripartito su due mensole (inizio e fine pannello) su una lunghezza libera d'inflessione di 2.40 m. Pertanto:

$$q = 6441.66 / (2 \times 2.40) = 1342 \text{ daN/m}$$



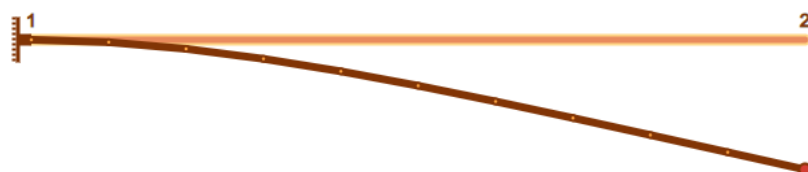


Essendo

$M_{rd,x} = 179.94$ kNm (profilo accoppiato) $> M_{sd} = 38.65$ kNm la verifica risulta soddisfatta.

$M_{rd,y} = 40.50$ kNm (profilo accoppiato) $> M_{sd} = 38.65$ kNm la verifica risulta soddisfatta.

Lo spostamento sommitale risulta:



DEFORMATA		
Massimo Spostamento della Struttura		
$\Delta_{max} = 0.87815$ cm		
Asta (1 \Rightarrow 2)	$\Delta_{vert.} =$	-0.87815 cm
	$\Delta_{oriz.} =$	0 cm



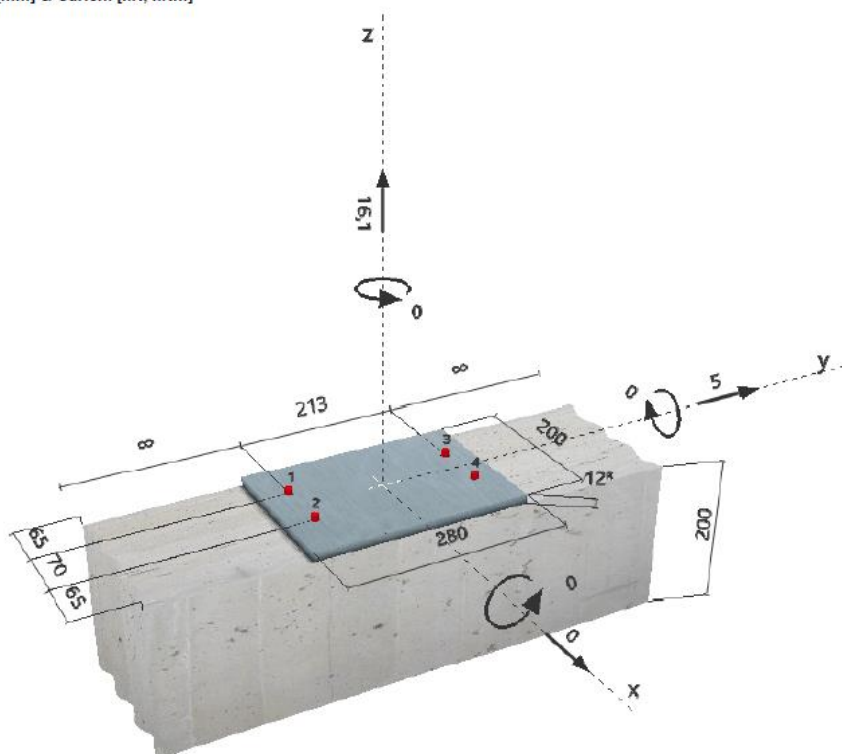
DEFORMATA		
Massimo Spostamento della Struttura		
$\Delta_{max} = 0.4992$ cm		
Asta (1 \Rightarrow 2)	$\Delta_{vert.} =$	-0.4992 cm
	$\Delta_{oriz.} =$	0 cm

$\Delta = 0.878 \times 1.5 = 1.32$ cm (deformazione perpendicolare pannello)

$\Delta = 0.4992 \times 1.5 = 0.75$ cm (deformazione lungo asse longitudinale pannello)

Verifica tasselli profilo-pannello

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 1	$V_x = 0,000$; $V_y = 5,000$; $N = 16,100$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 0,000$;	no	no	99
2	Combinazione 2	$V_x = 0,000$; $V_y = 16,100$; $N = 5,000$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 0,000$;	no	no	44

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	4,025	1,250	0,000	1,250
2	4,025	1,250	0,000	1,250
3	4,025	1,250	0,000	1,250
4	4,025	1,250	0,000	1,250

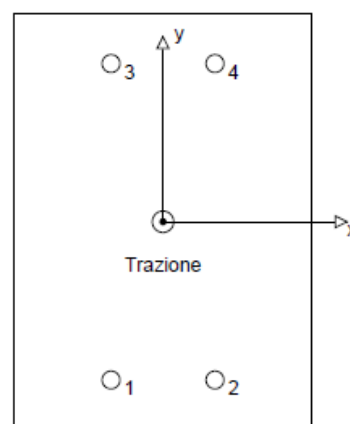
Compressione max. nel calcestruzzo:

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 16,100 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_H [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	4,025	21,533	19	OK
Rottura per sfilamento*	4,025	6,708	61	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	16,100	24,299	67	OK
Fessurazione**	16,100	16,381	99	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
32,300	1,500	21,533	4,025

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
9,000	1,118	1,500	6,708	4,025

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,oyl}$ [N/mm ²]		
72.000	32.400	90	180	25,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0	1,000	0	1,000	0,917	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0	1,000	7,700	17,893	1,500	24,299	16,100

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,oyl}$ [N/mm ²]	
72,000	32,400	90	180	1,199	25,00	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,917	1,000	7,700
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
10,062	1,500	16,381	16,100			

4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1,250	16,000	8	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	5,000	48,599	11	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	2,500	19,639	13	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_T	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
20,000	1,000	20,000	1,250	16,000	1,250

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,oyl}$ [N/mm ²]	k_9	
72.000	32.400	90	180	25,00	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0	1,000	0	1,000	0,917	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
7.700	17.893	1.500	48.599	5.000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	α	β	$f_{c,oyl}$ [N/mm ²]
60	10,0	1,700	0,096	0,069	25,00
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
65	38.025	19.013			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,000	2,000	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	
7.365	1.0	1.500	19.639	2.500	

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.3))

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,187	0,078	2,000	5	OK

$$\beta_N^a + \beta_V^a \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,983	0,127	1,000	93	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	2,981 [kN]	δ_N	=	0,139 [mm]
V_{Sk}	=	0,926 [kN]	δ_V	=	0,278 [mm]
			δ_{NV}	=	0,310 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	2,981 [kN]	δ_N	=	0,832 [mm]
V_{Sk}	=	0,926 [kN]	δ_V	=	0,412 [mm]
			δ_{NV}	=	0,929 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Attenzione

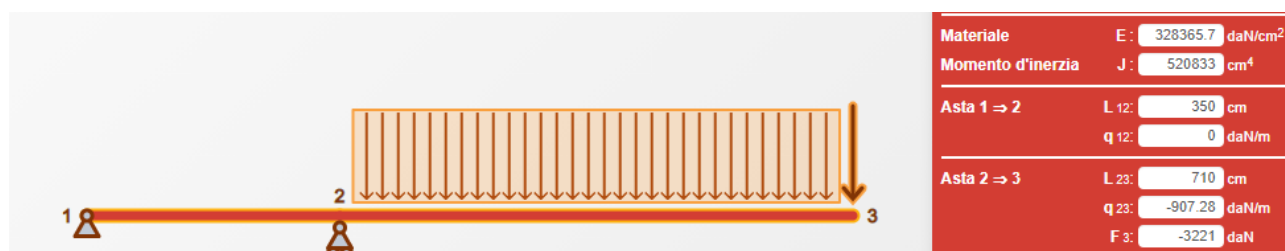
- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi all'interno del materiale di base è richiesta in accordo con EN 1992-4, Allegato A!
- Il progetto è valido solo se le dimensioni del foro nell'elemento da fissare non è maggiore del valore dato in tabella 6.1 di EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro vedere sezione 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione di $\Psi_{re,v}$ (rottura di bordo del calcestruzzo) si assume un copriferro per le armature di bordo $c = 30$ mm
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

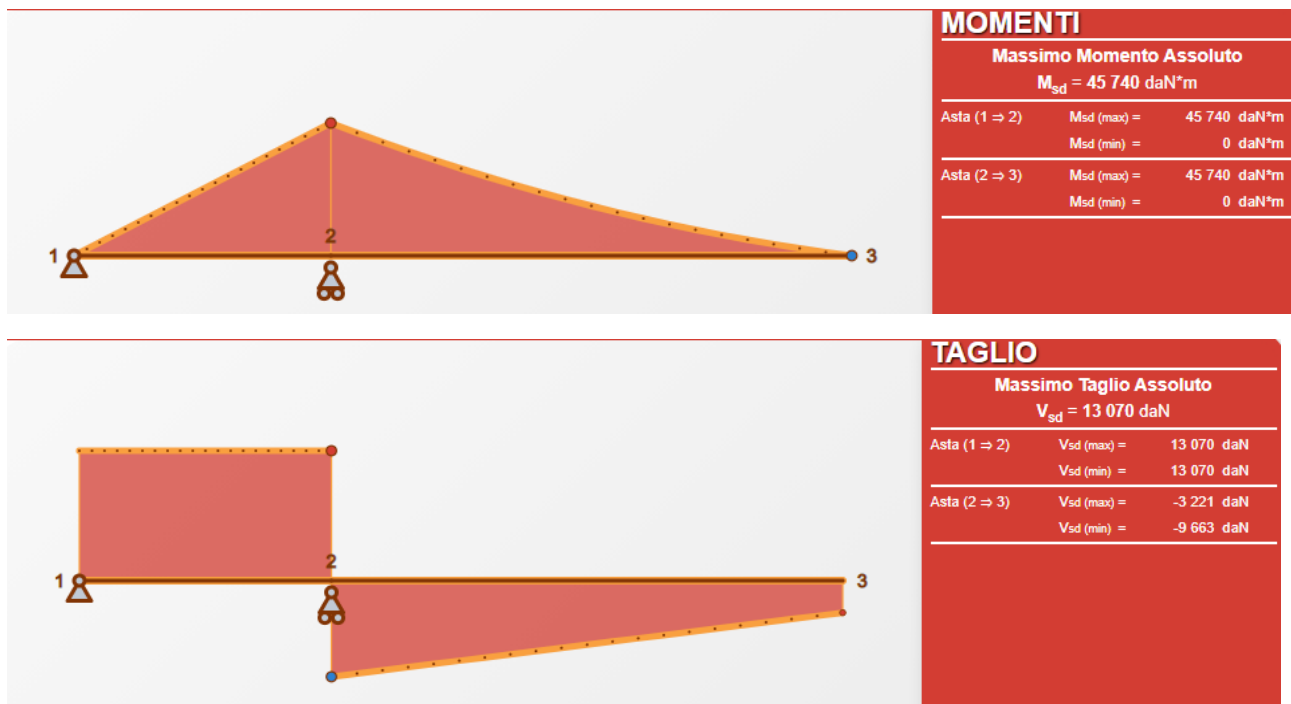
L'ancoraggio risulta verificato!

14.4.2 PILASTRO C.A.

Il pilastro si sviluppa per un'altezza complessiva di 10.60 m di cui 3.50m sono interrati.

Le sollecitazioni agenti risultano:





Il pilastro viene armato con 12 Φ 26 longitudinali e staffe Φ 10/15 da quota fondazione a quota +1.25m e Φ 10/20 fino alla sommità

Si riportano i risultati delle verifiche:

Verifica C.A. S.L.U. - File: PILASTRO p50X50 PORTA PANNENNO-rev00-WP03

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° Vertici 4 Zoom N° barre 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	50
3	50	50
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	6,3	6,3
2	5,31	6,3	43,7
3	5,31	43,7	43,7
4	5,31	43,7	6,3
5	10,62	25	6,3
6	10,62	25	43,7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N 44,37 kN
M_x 457,4 kNm
M_y 137,22 kNm

P.to applicazione N Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C30/37

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 450 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 2,25 % $\sigma_{c,adm}$ 11,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 466,7 kNm
M_{yRd} 154,5 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_s 3,5 %
 ϵ_s 4,985 %
d 54,57 cm
x 22,51 x/d 0,4125
 δ 0,9556

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRD Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 343

Precompresso

Essendo $M_{rd}=466.7 \text{ kNm} > M_{sd}=457.4 \text{ kNm}$ la verifica risulta soddisfatta.

Sollecitazioni	$V_{Ed} = 130,70$ [kN]	
	$N_{Ed} = 44,38$ [kN]====> positivo se di compressione	
Dati CA sezione		Calcolo sezione in C.A.
B = 500 [mm]		$k = 1,66$ $\rho 1 = 0,01989$ $v_{min} = 0,41$
H = 500 [mm]		$\sigma_{cp} = 0,18$ [MPa]====> $\alpha_c = 1,010201$
d = 460 [mm]		
c = 40 [mm]		SEZIONE NON ARMATA A TAGLIO (NTC 2018)
Rck = 37 [MPa]		$V_{Rd, calc}$ $V_{Rd, min}$
$\gamma_{CLS} = 1,5$		$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{yk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (V_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$
v = 0,5		
Armature longitudinali :		$V_{Rd, min} = 101,48$ [kN] $V_{Rd} = 186,49$ kN
	Base Agg, As, tot = 4574 [mm²]	$V_{Rd, calc} = 186,49$ [kN]
n° barre 12 4		
Φ barre 20 16		
As = 3770 804		
		SEZIONE ARMATA A TAGLIO (NTC 2018)
armatura		Taglio trazione
φ braccio = 10 [mm]		$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yk} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$
A braccio = 79 [mm²]		$V_{Rsd} = 424,12$ [kN]
p staffe = 150,0 [mm]		Taglio compressione
α staffe = 90,0 [°]		$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
n° bracci = 2,0		$V_{Rcd} = 627,42$ [kN]
A _{sw} /s = 1,047		
f _{yk} = 450 [MPa]		
θ puntoni = 17,78 [°]	cot θ = 2,5	$V_{Rd} = 424,12$ kN
γ ACC = 1,15		
		C.S. 3,24495

Essendo $V_{sd} = 130,77$ kN < $V_{rd} = 130,70$ kN la verifica risulta soddisfatta.

Lo spostamento sommitale del pilastro risulta:



DEFORMATA		
Massimo Spostamento della Struttura		
	$\Delta_{max} = 6,1473$ cm	
Asta (1 → 2)	$\Delta_{vert.} = 0,20967$ cm	
	$\Delta_{horiz.} = 0$ cm	
Asta (2 → 3)	$\Delta_{vert.} = -6,1473$ cm	
	$\Delta_{horiz.} = 0$ cm	

$$\Delta = 6,147 \times 1,5 = 9,23 \text{ cm}$$

Dunque sommando i contributi delle deformate del pilastro e della mensola metallica si ottiene uno spostamento:

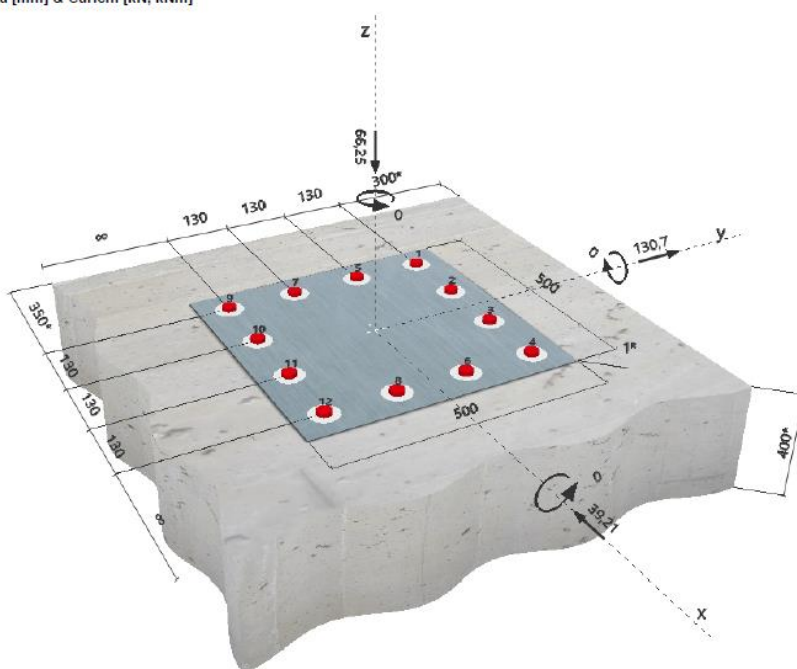
$$\Delta_{tot} = 9,23 + 1,32 = 10,55 \text{ cm}$$

$$\Delta_{tot} = 9,23 + 0,75 = 9,98 \text{ cm}$$

Lo spostamento complessivo risulta compatibile con il giunto che si andrà a realizzare.

14.4.2.1 Verifica collegamento pilastro suola di fondazione

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



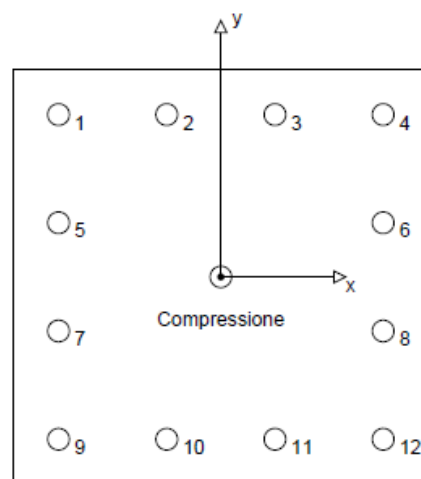
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	11,371	-3,268	10,892
2	0,000	11,371	-3,268	10,892
3	0,000	11,371	-3,268	10,892
4	0,000	11,371	-3,268	10,892
5	0,000	11,371	-3,268	10,892
6	0,000	11,371	-3,268	10,892
7	0,000	11,371	-3,268	10,892
8	0,000	11,371	-3,268	10,892
9	0,000	11,371	-3,268	10,892
10	0,000	11,371	-3,268	10,892
11	0,000	11,371	-3,268	10,892
12	0,000	11,371	-3,268	10,892



Compressione max. nel calcestruzzo: 0,01 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 0,26 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 66,250 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_H [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo μ_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	11,371	97,333	12	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	136,455	745,824	19	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione $y+$ **	131,352	134,974	98	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
146,000	1,500	97,333	11,371

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{or,N}$ [mm]	$s_{or,N}$ [mm]	k-factor	
1.356.600	810.000	450	900	2,000	
$e_{cl,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{cl,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,900	1,000
$N_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,p}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
371,088	1,500	745,824	136,455		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione $y+$

l_f [mm]	d_{rem} [mm]	k_1	α	β	
300	26,0	2,400	0,100	0,061	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
300	476.000	405.000			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{re,V}$
0,933	1,061	1,004	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
173,285	1,500	134,974	131,352		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 24,324 [kN]	δ_V = 0,730 [mm]
	δ_{wV} = 0,730 [mm]

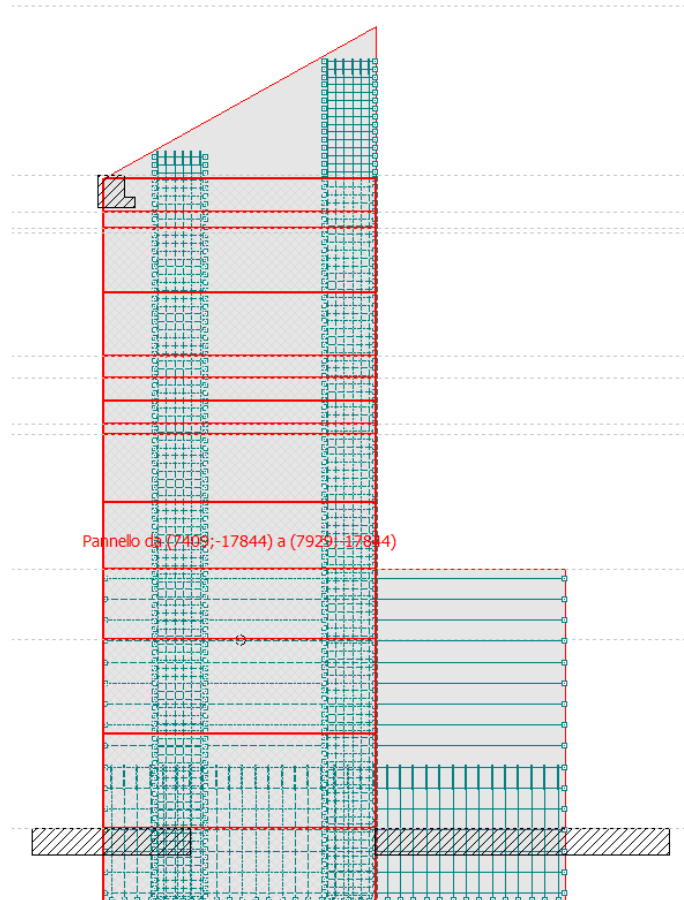
Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 24,324 [kN]	δ_V = 1,216 [mm]
	δ_{wV} = 1,216 [mm]

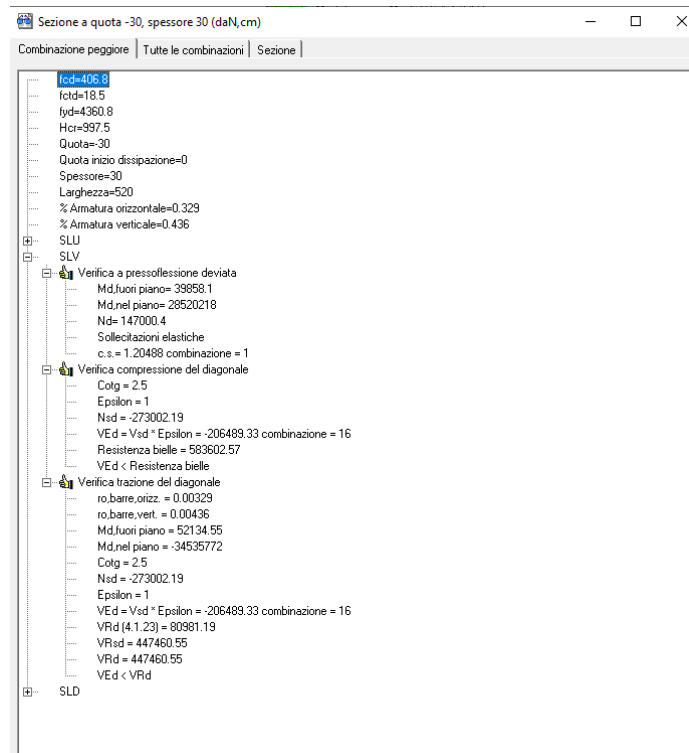
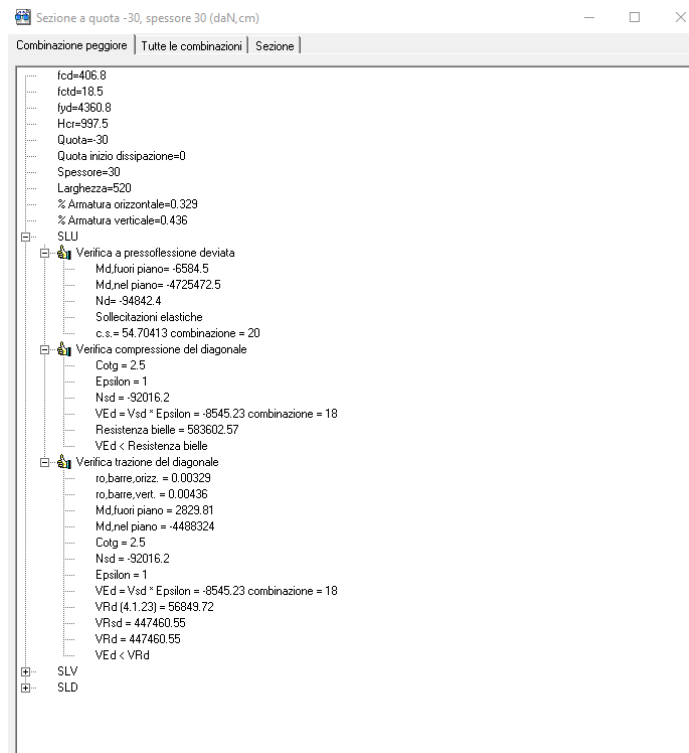
Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

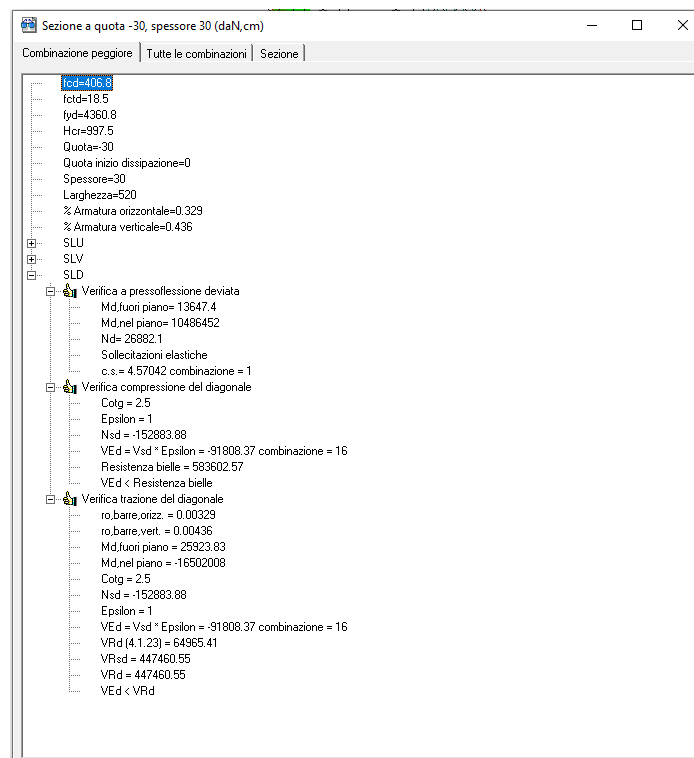
Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

Si riporta la verifica di un setto esistente in c.a. del vano scale



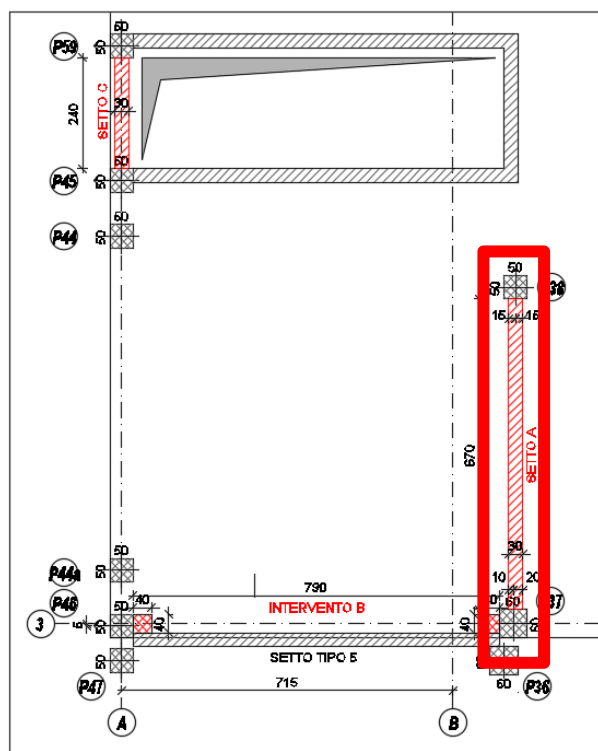
Si riportano le verifiche della sezione più gravosa.

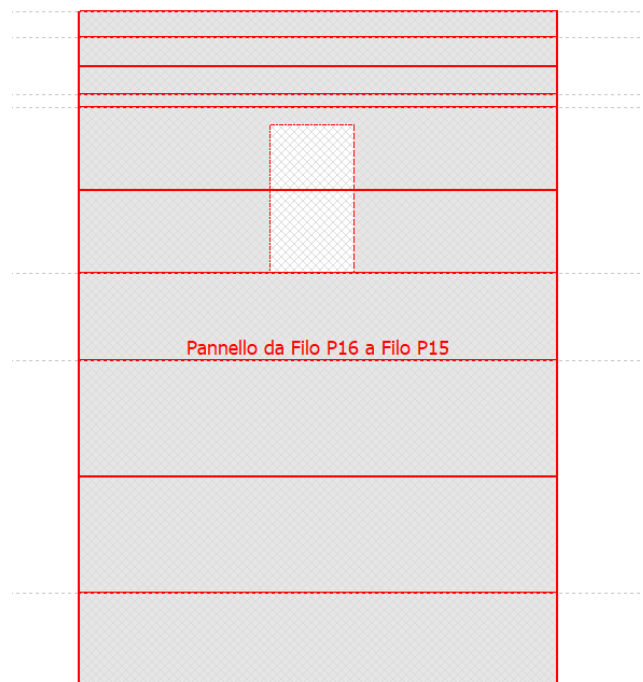




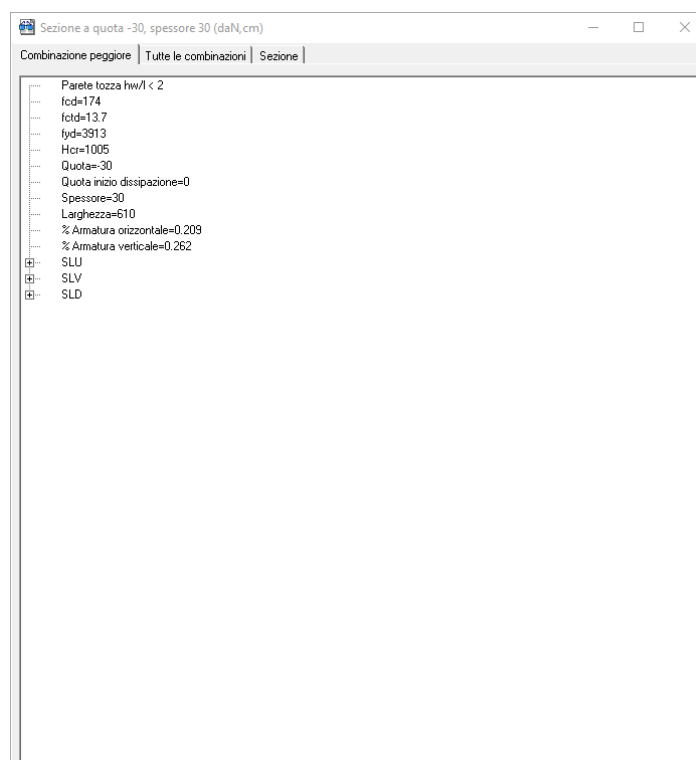
14.6 NUOVO SETTO

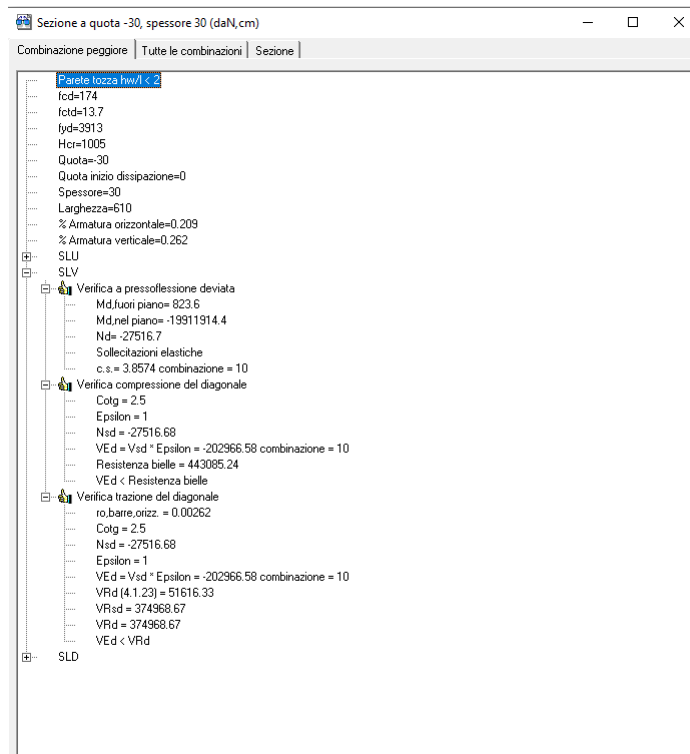
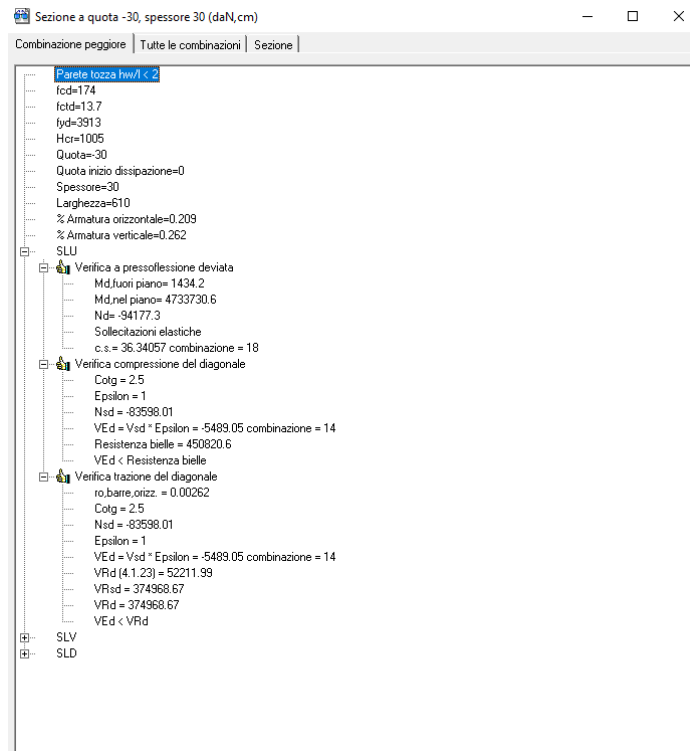
Si riporta la verifica di uno dei nuovi setti in c.a.

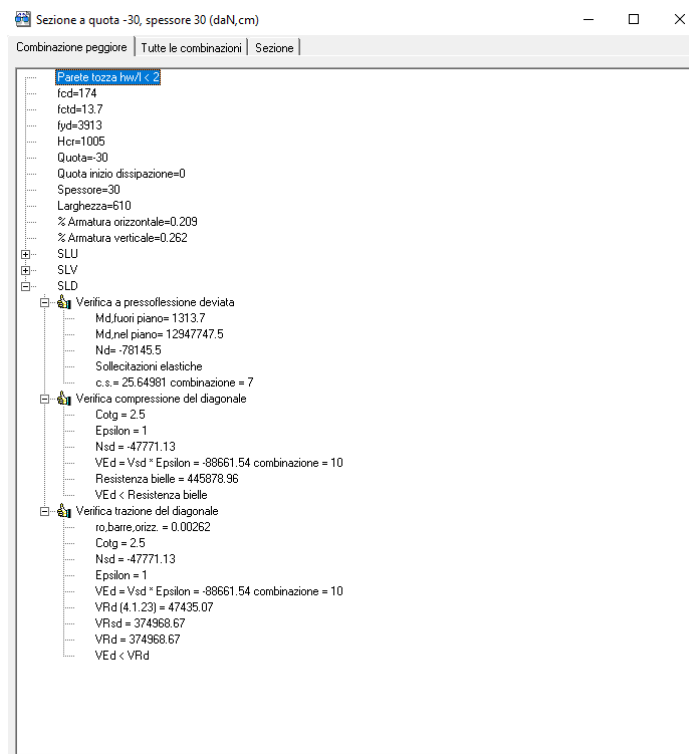




Si riportano le verifiche della sezione più gravosa.

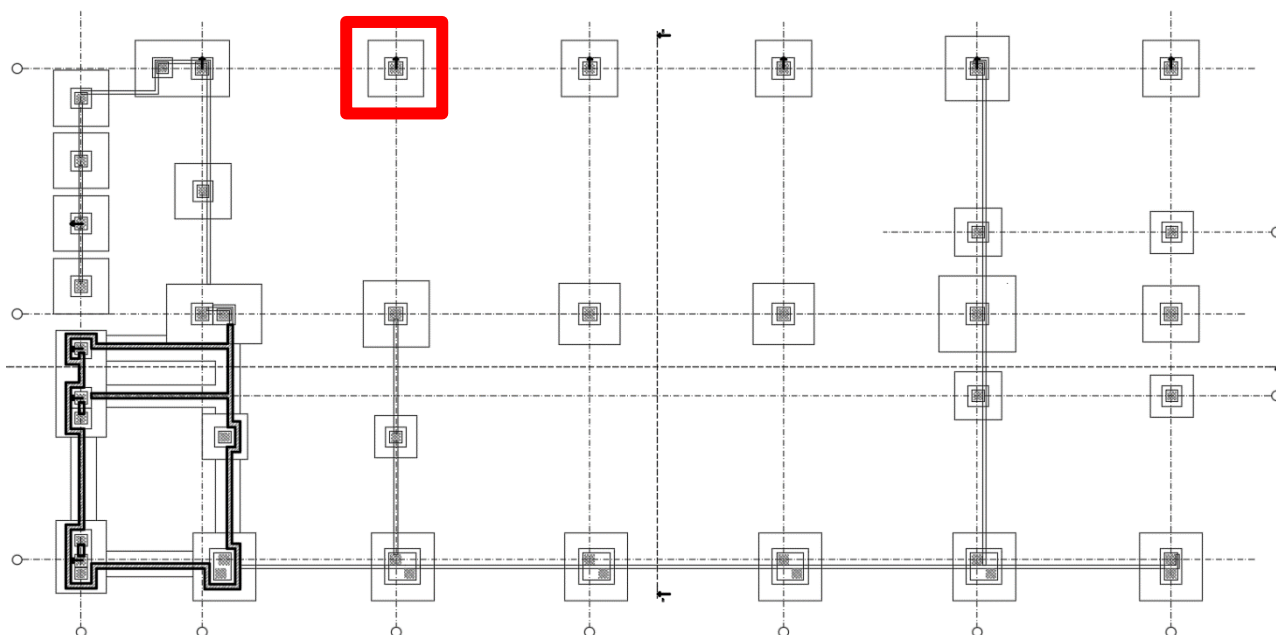


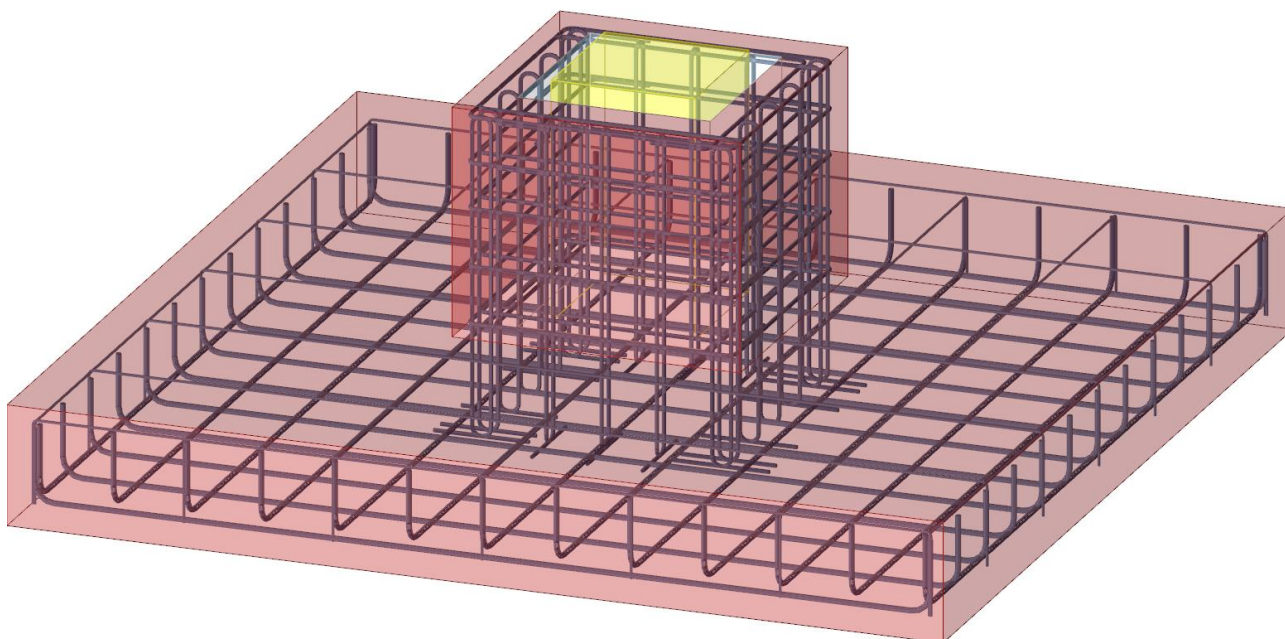




14.7 VERIFICA STRUTTURALE PLINTO

Si riporta la verifica strutturale più gravosa del plinto. Per le verifiche geotecniche si rimanda al paragrafo 13.4.





14.7.1 Verifiche della suola

Superficie su cui è valutata la pressione del suolo: rettangolare a filo pilastro e a filo dado

Non sono state richieste le verifiche a taglio della suola.

Armatura inferiore in direzione X 17 diam. 14 mm Armatura superiore in direzione X 9 diam. 8 mm

Armatura inferiore in direzione Y 17 diam. 14 mm Armatura superiore in direzione Y 9 diam. 8 mm

14.7.1.1 Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 2.81

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.Y-	filo ris.	SLU 18	125.288	352.0015	Si
norm.Y-	filo ris.	SLU 17	125.2761	352.0015	Si
norm.Y+	filo ris.	SLU 17	125.2404	352.0015	Si
norm.Y+	filo ris.	SLU 18	125.2285	352.0015	Si
norm.X-	filo ris.	SLU 18	125.2582	364.4279	Si

14.7.1.2 Famiglia "Esercizio rara"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite: σ_c lim. 28718 σ_f lim. 348867

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 28.09

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	σ_c	σ_f	Verifica
norm.Y-	filo ris.	SLE RA 3	90.5268	no	-1023	2908	Si
norm.Y-	filo ris.	SLE RA 2	90.5189	no	-1022	2907	Si
norm.Y+	filo ris.	SLE RA 2	90.4842	no	-1022	2906	Si
norm.Y+	filo ris.	SLE RA 3	90.4763	no	-1022	2906	Si
norm.X-	filo ris.	SLE RA 3	90.5015	no	-1020	3289	Si

14.7.1.3 Famiglia "Esercizio frequente"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.0004

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	w	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLE FR 1	132.6529	no	0	Si
norm.Y-	filo ris.	SLE FR 2	77.1782	no	0	Si
norm.Y-	filo ris.	SLE FR 1	73.843	no	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 4	132.6941	no	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 3	138.7687	no	0	Si

14.7.1.4 Famiglia "Esercizio quasi permanente"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite: σ_c lim. 21539 w lim. 0.0003

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 25.82

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	σ_c	wd	Verifica
norm.Y-	filo ris.	SLE QP 2	73.8464	no	-834	0	Si
norm.Y-	filo ris.	SLE QP 1	73.843	no	-834	0	Si
norm.Y+	filo ris.	SLE QP 1	73.8048	no	-834	0	Si
norm.Y+	filo ris.	SLE QP 2	73.8014	no	-834	0	Si
norm.X+	filo ris.	SLE QP 1	73.8239	no	-832	0	Si

14.7.1.5 Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

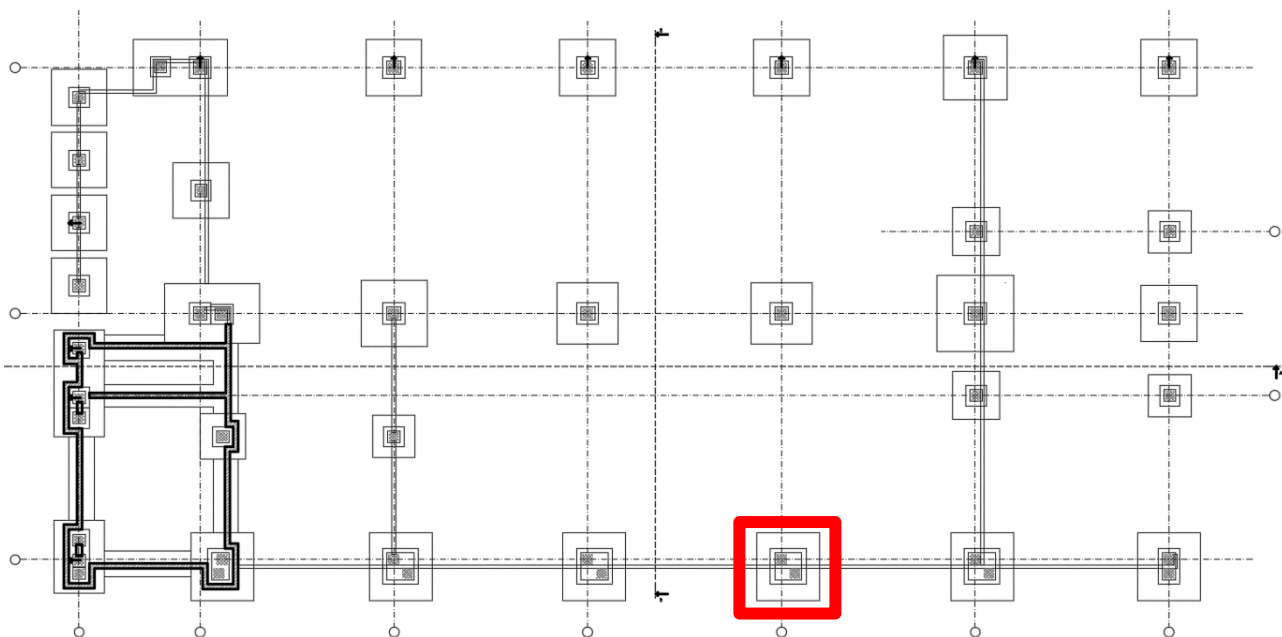
Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 0.96

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.Y-	filo ris.	SLV FO 9	366.0551	352.0015	No
norm.Y-	filo ris.	SLV FO 10	366.0212	352.0015	No
norm.Y+	filo ris.	SLV FO 8	365.8669	352.0015	No
norm.Y+	filo ris.	SLV FO 7	365.833	352.0015	No
norm.Y-	filo ris.	SLV FO 5	365.0834	352.0015	No

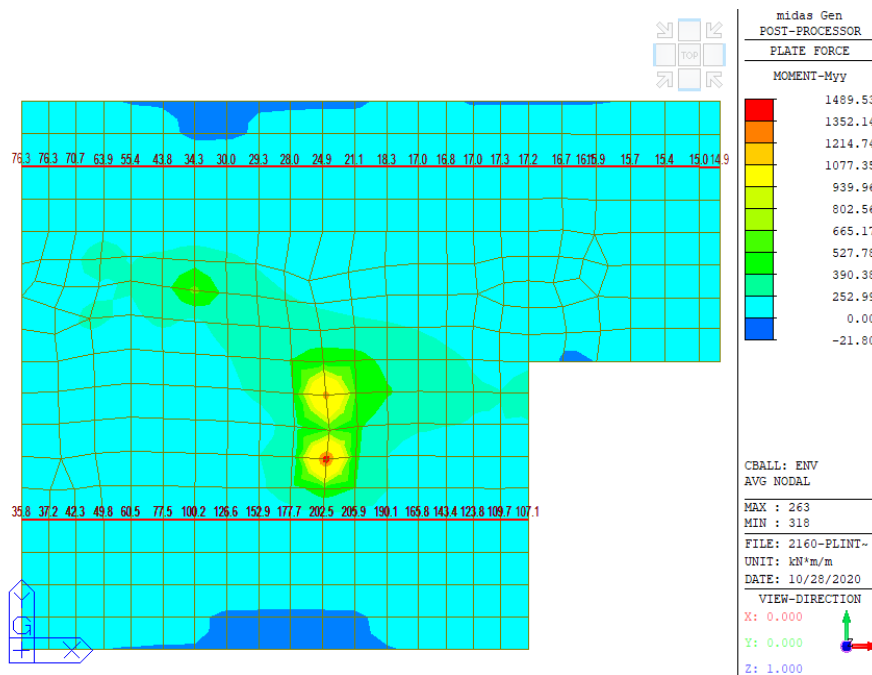
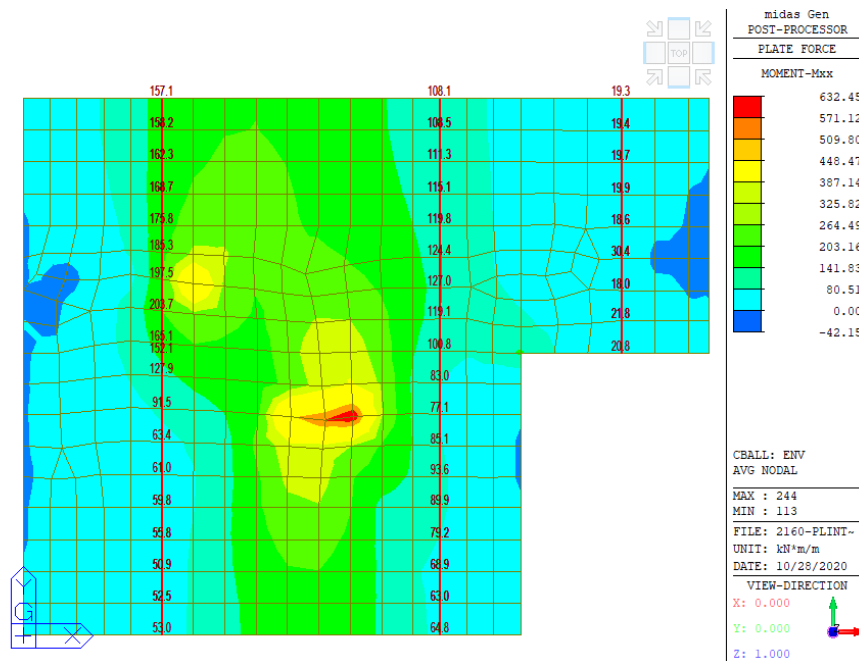
Le verifiche agli SLV sono >0.8 pertanto sono soddisfatte ai fini dell'adeguamento sismico.

14.8 VERIFICA STRUTTURALE PLINTO DOPPIO

Si riporta la verifica strutturale del plinto doppio comune tra i due fabbricati. Per le verifiche geotecniche si rimanda al paragrafo 13.4.



Si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni SLV, che risultano le più gravose, e le relative verifiche strutturali.



Verifica C.A. S.L.U. - File: PILASTRO p50X50 PORTA PANNENNO-rev00-WP03

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	46
2	2,51	4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 203,7 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

acc. desen. cls opera c

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 436,1 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 35,05 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 2,181 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 19,56 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 1,123 N/mm²
 τ_{c1} 2,95 N/mm²

M_{xRd} 309,8 kNm
 σ_c -35,05 N/mm²
 σ_s 436,1 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 56,18 ‰
d 46 cm
x 2,698 x/d 0,05864
 δ 0,7

Figura 33 – verifica flessione Mxx

Verifica C.A. S.L.U. - File: PILASTRO p50X50 PORTA PANNENNO-rev00-WP03

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	46
2	2,51	4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 205,9 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

acc. desen. cls opera c

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 436,1 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 35,05 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 2,181 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 19,56 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 1,123 N/mm²
 τ_{c1} 2,95 N/mm²

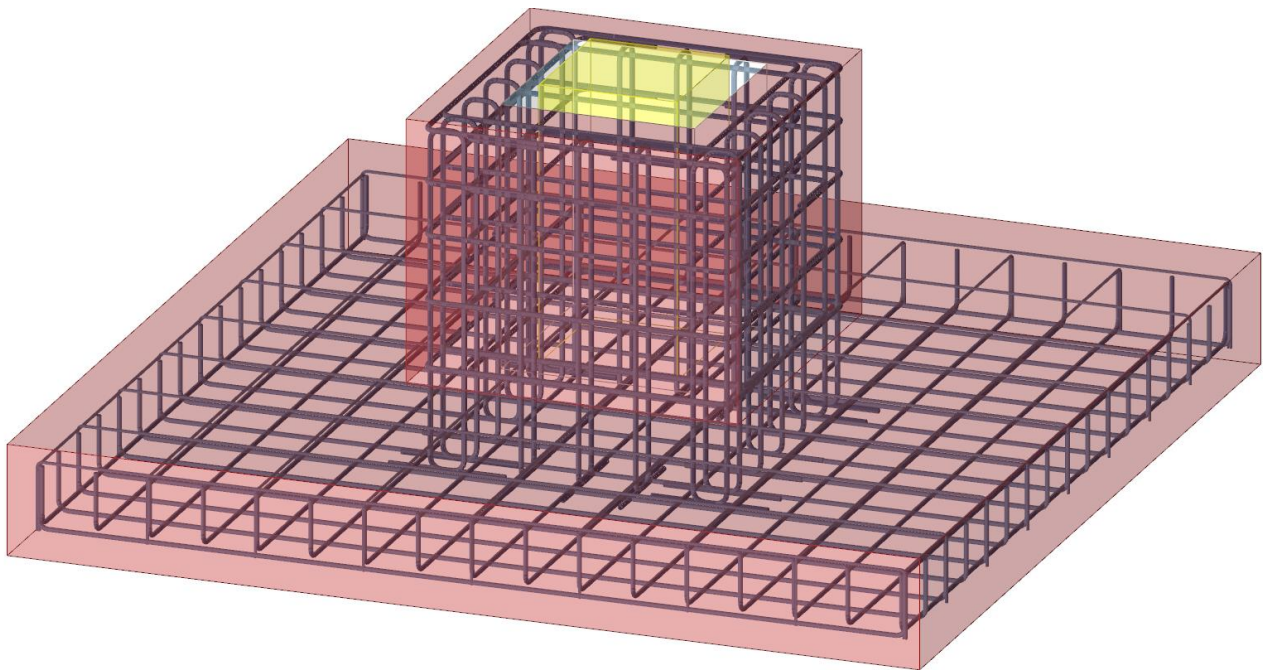
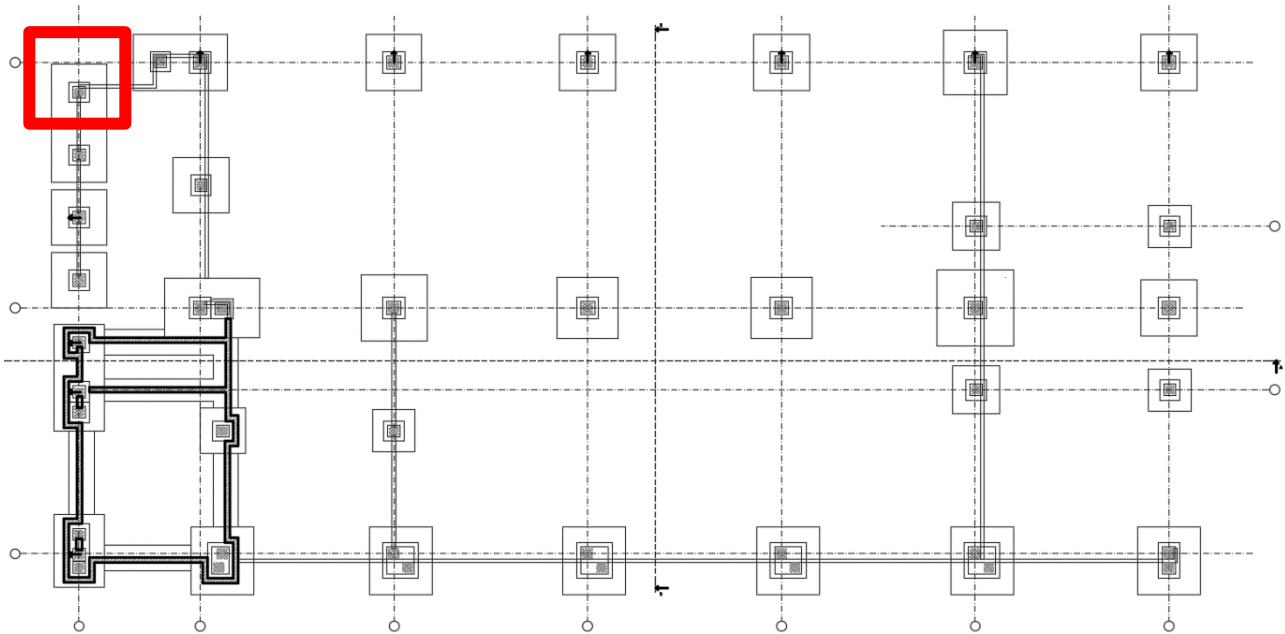
M_{xRd} 309,8 kNm
 σ_c -35,05 N/mm²
 σ_s 436,1 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 56,18 ‰
d 46 cm
x 2,698 x/d 0,05864
 δ 0,7

Figura 34 – verifica flessione Myy

14.9 BICCHIERE

Si riporta la verifica più gravosa relativamente al bicchiere dei plinti della zona uffici.

Si ricorda che per quanto riguarda il capannone si è intervenuti sui bicchieri rendendoli solidali al pavimento in c.a. tramite un ringrosso locale del pavimento stesso, in quanto non risultavano verificati.



14.9.1 Verifiche del bicchiere

14.9.1.1 Verifiche delle pareti per tensoflessione del bordo superiore

Sezione B=47.5 H=25

Armatura interna 3 diam.16 armatura esterna 3 diam.16

14.9.1.2 Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a tensoflessione 8.63

Sezione di normale	Comb.	N pil.	Fx pil.	Fy pil.	Mx pil.	My pil.	N par	M par	Nu par	Mu par	Verifica
X	SLU 18	-29565	920	354	-78418	197147	2189	41106	18894	354838	Si
X	SLU 20	-29664	880	382	-84944	187901	2088	40711	18442	359499	Si
X	SLU 8	-25295	892	273	-60902	198911	2184	38429	19695	346583	Si
X	SLU 17	-28168	915	269	-59304	198027	2192	38337	19773	345774	Si
X	SLU 19	-29165	838	374	-83277	179032	1990	39130	18335	360594	Si

14.9.1.3 Famiglia "Esercizio rara"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite: σ_c lim. 287.2 of lim. 3488.7

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 58.56

Sezione di normale	Comb.	N	M	Fessurata	σ_c	σ_f	Verifica
Y	SLE RA 3	661	28594	no	-4.9	21.5	Si
Y	SLE RA 5	708	28331	no	-4.8	21.5	Si
Y	SLE RA 2	522	26748	no	-4.7	19.6	Si
Y	SLE RA 4	696	27277	no	-4.6	20.8	Si
Y	SLE RA 1	497	24640	no	-4.3	18.2	Si

14.9.1.4 Famiglia "Esercizio frequente"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.04

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Sezione di normale	Comb.	N	M	Fessurata	wd	Verifica
X	SLE FR 1	1332	24640	no	0	Si
X	SLE FR 2	1358	25061	no	0	Si
X	SLE FR 3	1357	25852	no	0	Si
X	SLE FR 4	1330	25958	no	0	Si
Y	SLE FR 1	497	24640	no	0	Si

14.9.1.5 Famiglia di combinazioni Famiglia "Esercizio quasi permanente"

Si stampano le situazioni più gravose per tipo di verifica

Valori limite: σ_c lim. 215.4 w lim. 0.03

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 49.1

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica apertura fessure 999

Sezione di normale	Comb.	N	M	Fessurata	σ_c	wd	Verifica
Y	SLE QP 2	556	25431	no	-4.4	0	Si
Y	SLE QP 1	497	24640	no	-4.3	0	Si
X	SLE QP 2	1331	25431	no	-3.8	0	Si
X	SLE QP 1	1332	24640	no	-3.6	0	Si

14.9.1.6 Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a tensoflessione 2.11

Sezione di normale	Comb.	N pil.	Fx pil.	Fy pil.	Mx pil.	My pil.	N par	M par	Nu par	Mu par	Verifica
X	SLV FO 16	-20310	-3696	778	-467563	1406829	8566	172347	18061	363393	Si
X	SLV FO 15	-20313	-3830	679	-449093	1355750	8070	162784	18030	363703	Si
Y	SLV FO 16	-20310	-3696	778	-467563	1406829	4226	172347	10737	437849	Si
X	SLV FO 14	-20317	-4368	1596	-115062	1359961	7734	131224	20149	341893	Si
Y	SLV FO 15	-20313	-3830	679	-449093	1355750	4012	162784	10781	437403	Si

14.9.1.7 Verifiche delle pareti nel funzionamento tirante-puntone

Non solo le armature di spigolo sono prese in conto in verifica.

Armatura verticale 40 diam.16 mm (16 di spigolo 12 di parete X 12 di parete Y)

Spessore puntoni 25

14.9.1.8 Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 21.97

					Direzione X					Direzione Y							
Comb.	Fx pil.	Fy pil.	Mx pil.	My pil.	β	F'sd/2	Compr.	Compr. limite	Trazione	Area tirante	β	F'sd/2	Compr.	Compr. limite	Trazione	Area tirante	σ_{x+oy}
SLU 18	920	354	-78418	197147	39	2189	2798	152034	1742	14.07	39	862	1102	152034	686	14.07	173
SLU 20	880	382	-84944	187901	39	2088	2669	152034	1663	14.07	39	933	1193	152034	743	14.07	171
SLU 19	838	374	-83277	179032	39	1990	2543	152034	1584	14.07	39	915	1169	152034	728	14.07	164

Comb.	Fx pil.	Fy pil.	Mx pil.	My pil.	Direzione X						Direzione Y						$\sigma_x + \sigma_y$	σ limite	Verifica
					β	F'sd/2	Compr.	Compr. limite	Trazione	Area tirante	β	F'sd/2	Compr.	Compr. limite	Trazione	Area tirante			
SLU 8	892	273	-60902	198911	39	2184	2791	152034	1738	14.07	39	669	855	152034	532	14.07	161	3792	Si
SLU 17	915	269	59304	198027	39	2192	2802	152034	1745	14.07	39	653	835	152034	520	14.07	161	3792	Si

14.9.1.9 Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 5.24

Comb.	Fx pil.	Fy pil.	Mx pil.	My pil.	Direzione X						Direzione Y						$\sigma_x + \sigma_y$	σ limite	Verifica
					β	F'sd/2	Compr.	Compr. limite	Trazione	Area tirante	β	F'sd/2	Compr.	Compr. limite	Trazione	Area tirante			
SLV FO 16	-3696	778	467563	1406829	39	8566	10948	152034	6819	14.07	39	4226	5402	152034	3364	14.07	724	3792	Si
SLV FO 15	-3830	679	449093	1355750	39	8070	10315	152034	6424	14.07	39	4012	5128	152034	3194	14.07	683	3792	Si
SLV FO 12	316	-841	711482	579844	39	4795	6129	152034	3817	14.07	39	5039	6440	152034	4011	14.07	556	3792	Si
SLV FO 14	-4368	1596	115062	1359961	39	7734	9885	152034	6157	14.07	39	2006	2564	152034	1597	14.07	551	3792	Si
SLV FO 11	259	-884	703554	557919	39	4582	5857	152034	3648	14.07	39	4947	6323	152034	3938	14.07	539	3792	Si

14.9.1.10 Verifiche della sezione anulare di base

Armature verticali 40 diam.16 mm

14.9.1.11 Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a pressoflessione 265.72

Coefficiente di sicurezza minimo a taglio 89.53

Comb.	N	Mx	My	Coeff.s.	Vx	Vy	Vrdx	Vrdy	Vrsdx	Vrsdy	Vrcdx	Vrcdy	Verifica
SLU 18	-8169	-44821	284520	265.72	920	354	23281	23281	82343	82343	290791	290791	Si
SLU 17	-7890	-33745	284932	270.06	915	269	23260	23260	82343	82343	290760	290760	Si
SLU 20	-8189	-48650	271500	273.63	890	382	23283	23283	82343	82343	290794	290794	Si
SLU 8	-7315	-34959	283670	275.37	892	273	23217	23217	82343	82343	290695	290695	Si
SLU 7	-7036	-23883	284082	278.81	887	188	23196	23196	82343	82343	290664	290664	Si

14.9.1.12 Famiglia "Esercizio rara"

Valori limite: σ_c lim. 287.2 σ_f lim. 3488.7

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 191.35

Comb.	N	Mx	My	Fessurata	σ_c	σ_f	Verifica
SLE RA 3	-6578	-34263	190058	no	-1.5	0.5	Si
SLE RA 5	-6591	-36816	181378	no	-1.5	0.4	Si
SLE RA 2	-6392	-26879	190332	no	-1.5	0.5	Si
SLE RA 4	-6524	-36204	172815	no	-1.4	0.2	Si
SLE RA 1	-6258	-25656	173208	no	-1.4	0.2	Si

14.9.1.13 Famiglia "Esercizio frequente"

Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.04

Coefficiente minimo per verifica apertura fessure 999

Comb.	N	Mx	My	Fessurata	wd	Verifica
SLE FR 1	-6258	-25656	173208	no	0	Si
SLE FR 2	-6285	-25901	176633	no	0	Si
SLE FR 3	-6365	-29065	176515	no	0	Si
SLE FR 4	-6391	-30930	173012	no	0	Si

14.9.1.14 Famiglia "Esercizio quasi permanente"

Valori limite: σ_c lim. 215.4 w lim. 0.03

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 154.63

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica apertura fessure 999

Comb.	N	Mx	My	Fessurata	σ_c	wd	Verifica
SLE QP 2	-6338	-28820	173090	no	-1.4	0	Si
SLE QP 1	-6258	-25656	173208	no	-1.4	0	Si

14.9.1.15 Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

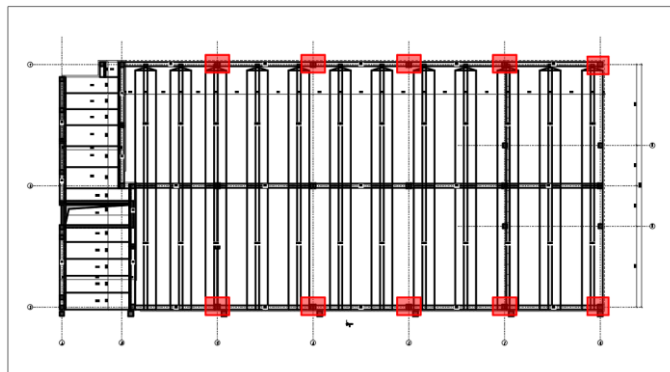
Coefficiente di sicurezza minimo a pressoflessione 25.06

Coefficiente di sicurezza minimo a taglio 14.61

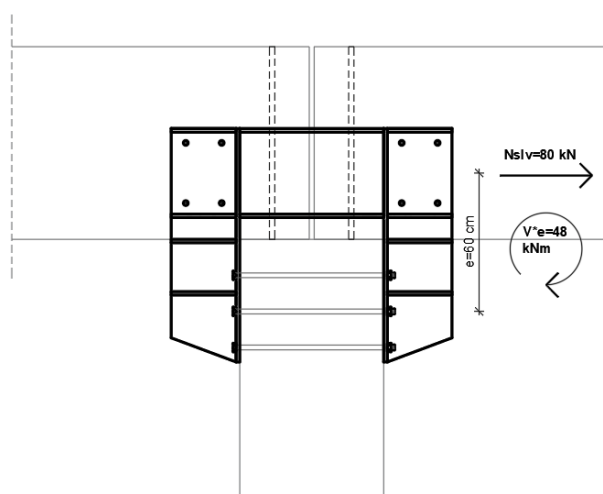
Comb.	N	Mx	My	Coeff.s.	Vx	Vy	Vrdx	Vrdy	Vrsdx	Vrsdy	Vrcdx	Vrcdy	Verifica
SLV FO 16	-6318	-393645	1055723	25.06	-3696	778	23143	23143	82343	82343	290583	290583	Si
SLV FO 15	-6319	-384596	991862	27.3	-3830	679	23143	23143	82343	82343	290583	290583	Si
SLV FO 14	-6320	36605	945024	30.6	-4368	1596	23143	23143	82343	82343	290583	290583	Si
SLV FO 12	-6330	-791399	609901	33.65	316	-841	23143	23143	82343	82343	290584	290584	Si
SLV FO 13	-6320	45654	881163	34.07	-4502	1497	23143	23143	82343	82343	290583	290583	Si
SLV FO 4	-6356	-103295	-534983	83.22	5638	-1040	23145	23145	82343	82343	290587	290587	Si
SLV FO 3	-6357	-94246	-598844	66.63	5503	-1139	23145	23145	82343	82343	290587	290587	Si
SLV FO 2	-6358	326955	-645682	52.33	4966	-221	23146	23146	82343	82343	290588	290588	Si
SLV FO 1	-6358	336004	-709543	45.06	4831	-320	23146	23146	82343	82343	290588	290588	Si

14.10 VERIFICA CONNESSIONI TRA ELEMENTI

14.10.1 COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO CAMPATA LATERALE



SFORZO NORMALE



Si considera uno sforzo normale in combinazione SLV agente sulla trave pari a 80 kN. Considerando l'eccentricità del carico pari a 60 cm, in corrispondenza della piastra sul pilastro agisce anche un momento pari a $M_e = 48 \text{ kNm}$.

Lato pilastro si impiegano 3+3 barre filettate M20 cl.10.9 passanti.

Si ottiene una trazione sulla singola barra pari a $N = 181.3 \times 628 / 2000 = 57 \text{ kN}$.

Si ottiene una compressione massima sul calcestruzzo pari a 3.86 MPa, compatibile con la classe del calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	53	51

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	15
2	6,28	30
3	6,28	45

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -80 -80 kN
M_{xEd} 48 48 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

σ_c -3,86 N/mm²
σ_s 181,3 N/mm²
ε_s 0,9067 ‰
d 45 cm
x 10,89 x/d 0,242
δ 0,7425

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Si riporta la verifica della barra considerando sollecitazioni agenti:

Classe bullone 10,9 diametro d 20 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorde

Area 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 98 kN
Resistenza a trazione F_{t,Rd} 176,4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 0 F_{t,Sd} 57 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0 + 0,231 = 0,231$$

OK

Lato trave si utilizzano 2+2 barre filettate M20 inghisate

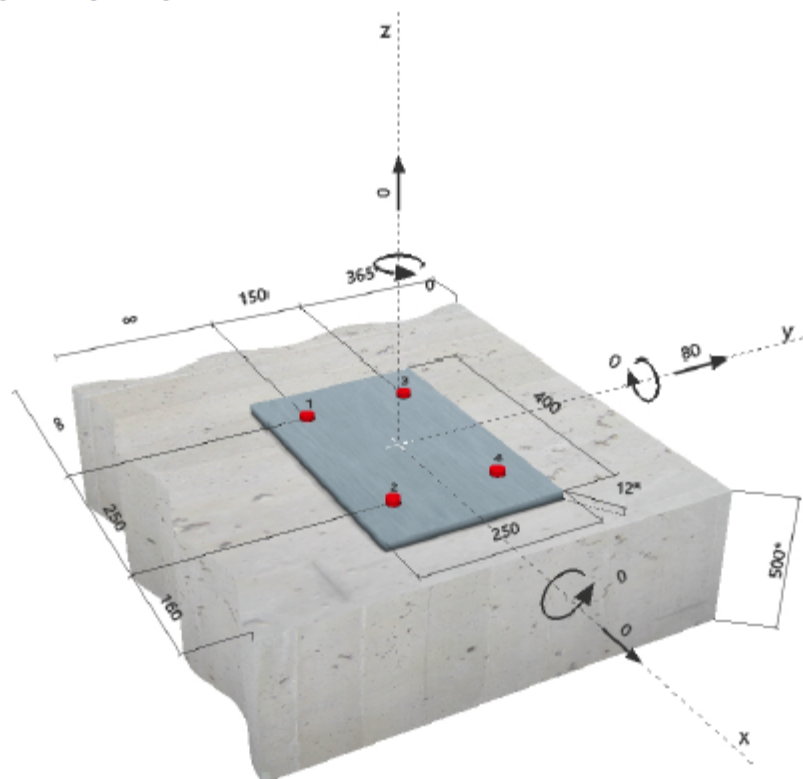
Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-Z-F M20
Return period (service life in years):	50
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 150 \text{ mm}$ ($h_{ef,lim}$ - - mm)
Materiale:	DIN EN ISO 4042
Certificazione No.:	ETA 12/0006
Emesso / Valido:	11/04/2019 -
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$
Plastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 400 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{c,calc} = 60,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale


SAFE-ET
^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]


Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

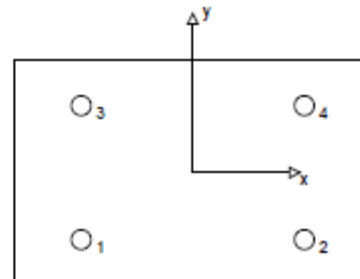
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	20,000	0,000	20,000
2	0,000	20,000	0,000	20,000
3	0,000	20,000	0,000	20,000
4	0,000	20,000	0,000	20,000



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 05/01/2021

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	20,000	58,400	35	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	80,000	329,308	25	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	80,000	91,230	88	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rd,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
73,000	1,250	58,400	20,000

4.2 Rottura per pryout

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
381 000	202 500	225	450	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,913	1,000
$N_{Rd,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
143,726	1,500	329,308	80,000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
150	20,0	2,400	0,064	0,056	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
365	478 750	599 513			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{c,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{re,V}$
0,788	1,046	1,000	0	1,000	1,000
$V_{Rd,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
207,906	1,500	91,230	80,000		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	= 0,000 [kN]	δ_N	= 0,000 [mm]
V_{Sk}	= 29,630 [kN]	δ_V	= 1,185 [mm]
		δ_{NV}	= 1,185 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	= 0,000 [kN]	δ_N	= 0,000 [mm]
V_{Sk}	= 29,630 [kN]	δ_V	= 1,778 [mm]
		δ_{NV}	= 1,778 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

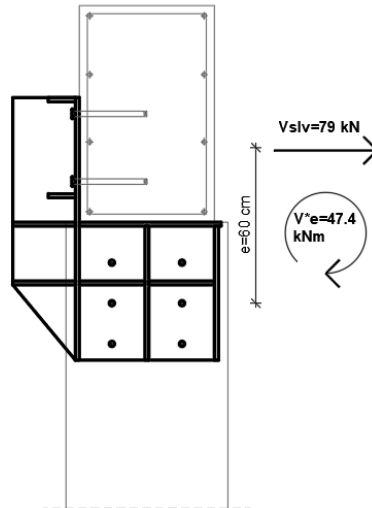
Pagina: 4
Progetto:
Contratto N°:
Data: 05/01/2021

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'ETAG (2010) sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella tabella 4.1 dell'ETAG 001, Annex C! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'ETAG 001, Annex C!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

TAGLIO



Si considera uno sforzo tagliante in combinazione SLV agente sulla trave pari a 79 kN.

Considerando l'eccentricità del carico pari a 60 cm, in corrispondenza della piastra sul pilastro agisce anche un momento pari a $M_e = 47.4 \text{ kNm}$.

Lato pilastro si impiegano 3+3 barre filettate M20 cl.10.9 passanti.

Si ottiene un taglio sulla singola barra pari a $V = 59 \text{ kN}$.

Classe bullone: 10.9 | diametro d: 20 | f_{yb} : 900 | f_{ub} : 1000 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 245.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): $F_{v,Rd}$: 98 kN

Resistenza a trazione: $F_{t,Rd}$: 176.4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 59 | $F_{t,Sd}$: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.602 + 0 = 0.602$$

OK

Lato trave si utilizzano 2+2 barre filettate M20 inghisate.

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

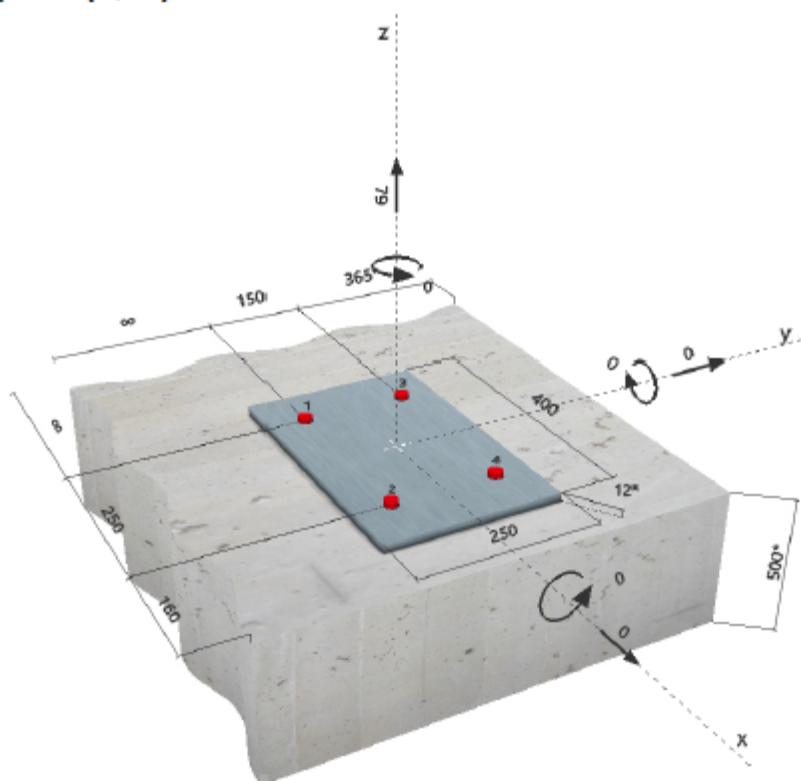
Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-Z-F M20
Return period (service life in years):	50
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 150 \text{ mm}$ ($h_{ef,lim}$ - - mm)
Materiale:	DIN EN ISO 4042
Certificazione No.:	ETA 12/0006
Emesso / Valido:	11/04/2019 -
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 400 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{c,cube} = 60,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



SAFE-ET

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

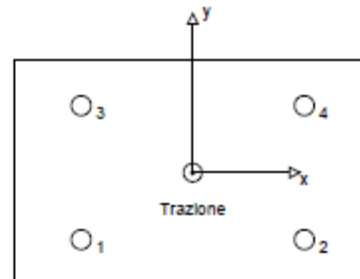
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	19,750	0,000	0,000	0,000
2	19,750	0,000	0,000	0,000
3	19,750	0,000	0,000	0,000
4	19,750	0,000	0,000	0,000



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 79,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_n [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	19,750	97,333	21	OK
Rottura per sfilamento*	19,750	100,000	20	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	79,000	164,654	48	OK
Fessurazione**	79,000	246,981	32	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,a}$ [kN]	$\gamma_{M,a}$	$N_{Rd,a}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
146,000	1,500	97,333	19,750

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
150,000	1,000	1,500	100,000	19,750

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$e_{cr,N}$ [mm]		
381 000	202 500	225	450		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,913	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
10,100	143.726	1,500	164.654	79.000	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$e_{cr,sp}$ [mm]	$\Psi_{h,sp}$		
381 000	202 500	225	450	1,500		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,913	1,000	10,100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
143.726	1,500	246.981	79.000			

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 05/01/2021

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	14,630 [kN]	δ_N	=	0,109 [mm]
V_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_V	=	0,000 [mm]
			δ_{NV}	=	0,109 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	14,630 [kN]	δ_N	=	0,264 [mm]
V_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_V	=	0,000 [mm]
			δ_{NV}	=	0,264 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

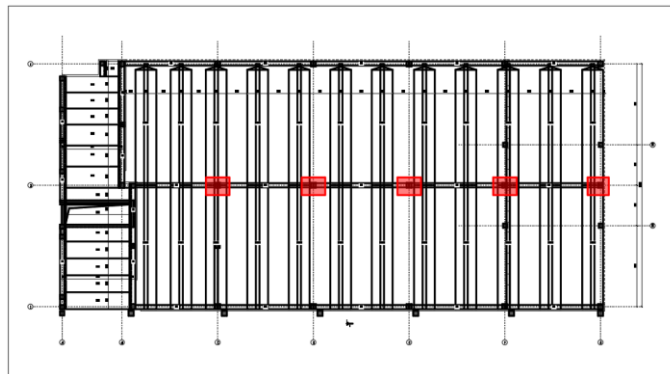
Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

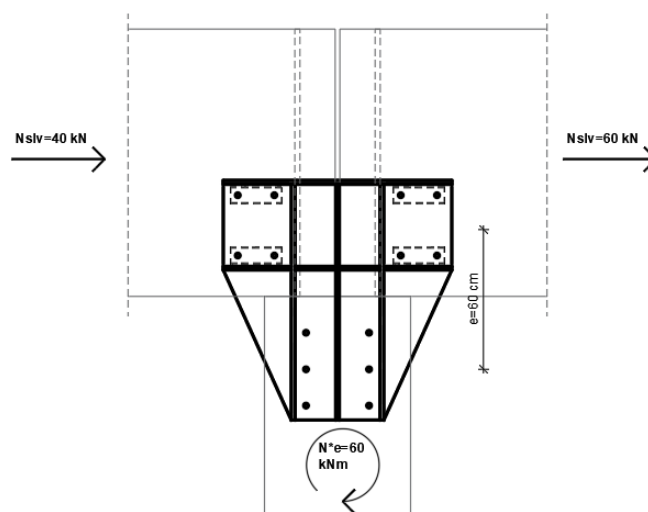
- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'ETAG (2010) sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella tabella 4.1 dell'ETAG 001, Annex C! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'ETAG 001, Annex C!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

14.10.2 COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO CAMPATA CENTRALE



SFORZO NORMALE



Si considera uno sforzo normale in combinazione SLV agente sulla trave pari a $40+60=100$ kN. Considerando l'eccentricità del carico pari a 60 cm, in corrispondenza della piastra sul pilastro agisce anche un momento pari a $Me=60$ kNm.

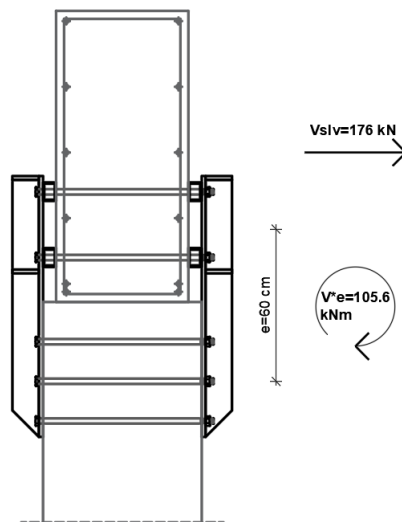
Lato pilastro si impiegano 3+3 barre filettate M20 cl.10.9 passanti.
Si ottiene un taglio sulla singola barra pari a $V=37.11$ kN.

Classe bullone	10.9	diámetro d	20	f_{yb}	900	f_{ub}	1000	N/mm ²	
<input checked="" type="radio"/> Sezione filettata <input type="radio"/> Sezione lorde									
Area	245,0	mm ²							
Resistenza a taglio (per piano di taglio)	$F_{v,Rd}$	98	kN						
Resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	176,4	kN						
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5) $F_{v,Sd}$ 37,11 $F_{t,Sd}$ 0 kN $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{0.379}{1} + \frac{0}{1.4} = 0.379 + 0 = 0.379$									

Lato trave si impiegano 2+2 barre filettate M20 cl.10.9 passanti.
Si ottiene un taglio sulla singola barra pari a $V=60/6/2=5$ kN.

Classe bullone	10.9	diámetro d	20	f_{yb}	900	f_{ub}	1000	N/mm ²	
<input checked="" type="radio"/> Sezione filettata <input type="radio"/> Sezione lorde									
Area	245,0	mm ²							
Resistenza a taglio (per piano di taglio)	$F_{v,Rd}$	98	kN						
Resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	176,4	kN						
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5) $F_{v,Sd}$ 5 $F_{t,Sd}$ 0 kN $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{0.051}{1} + \frac{0}{1.4} = 0.051 + 0 = 0.051$									

TAGLIO



Si considera uno sforzo di taglio in combinazione SLV, dato dalla somma dei tagli trasversali agenti sulle travi convergenti sul pilastro, pari a 176 kN.

Considerando l'eccentricità del carico pari a 60 cm, in corrispondenza della piastra sul pilastro agisce anche un momento pari a $M_e = 105.6$ kNm.

Lato pilastro si impiegano 3+3 barre filettate M20 cl.10.9 passanti.

Si ottiene una trazione sulla singola barra pari a $N = 408.9 \times 628 / 2000 = 128.4$ kN.

Si ottiene una compressione massima sul calcestruzzo pari a 10.28 MPa, compatibile con la classe del calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	38	51

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.28	15
2	6.28	30
3	6.28	45

Tipo Sezione

☒ Rettang. ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -176 kN

M_{xEd} 0 105.6 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

σ_c -10.28 N/mm²

σ_s 408.9 N/mm²

ϵ_s 2.044 ‰

d 45 cm

x 12.32 x/d 0.2739

δ 0.7823

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Si riporta la verifica della barra considerando sollecitazioni agenti:

Classe bullone 10.9 diametro d 20 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorde

Area 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 98 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 176,4 kN

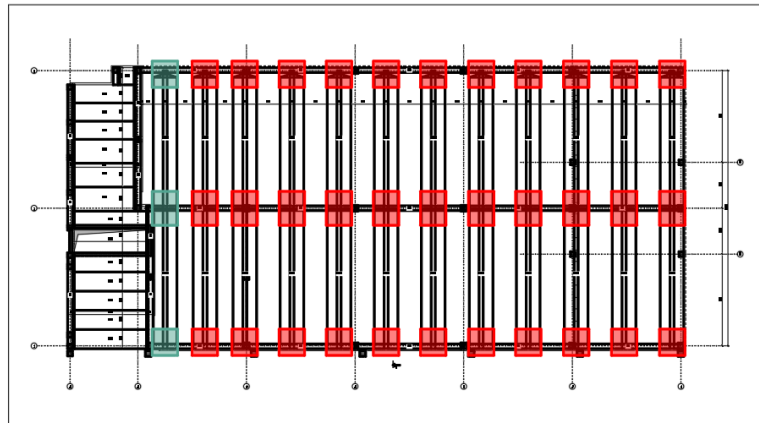
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 0 F_{t,Sd} 128,4 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0,520 = 0,520$$

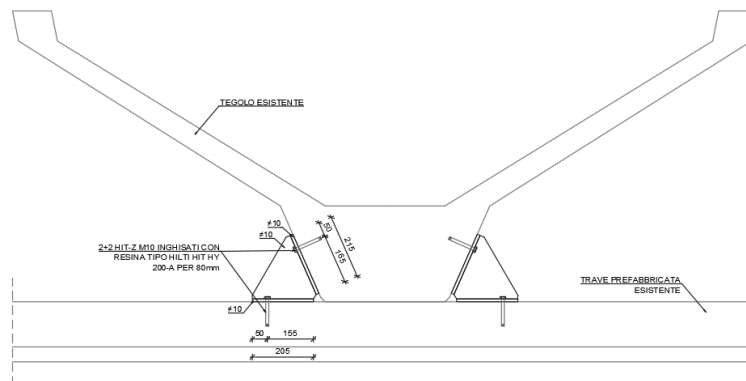
OK

14.10.3 COLLEGAMENTO TEGOLO TRAVE



- COLLEGAMENTO TIPO A
■ COLLEGAMENTO TIPO B (SOLO I DUE TEGOLI LATO UFFICI)

TIPO A



La connessione tipo A viene impiegata quando la sollecitazione assiale complessiva è inferiore a 50 kN. Su ogni lato risultano agenti 25 kN.

Si riportano prima le verifiche degli inghisaggi lato tegolo e successivamente le verifiche degli inghisaggi lato trave.

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 1
Progetto:
Contratto N°:
Data: 05/01/2021

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-Z M10

Return period (service life in years): 50

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aureo tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,eff} = 81 \text{ mm}$ ($h_{ef,min} = 120 \text{ mm}$)

Materiale: DIN EN ISO 4042

Certificazione No.: ETA 12/0006

Emesso / Valido: 11/04/2019 / -

Prova: Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{c,avg} = 50,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 250 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

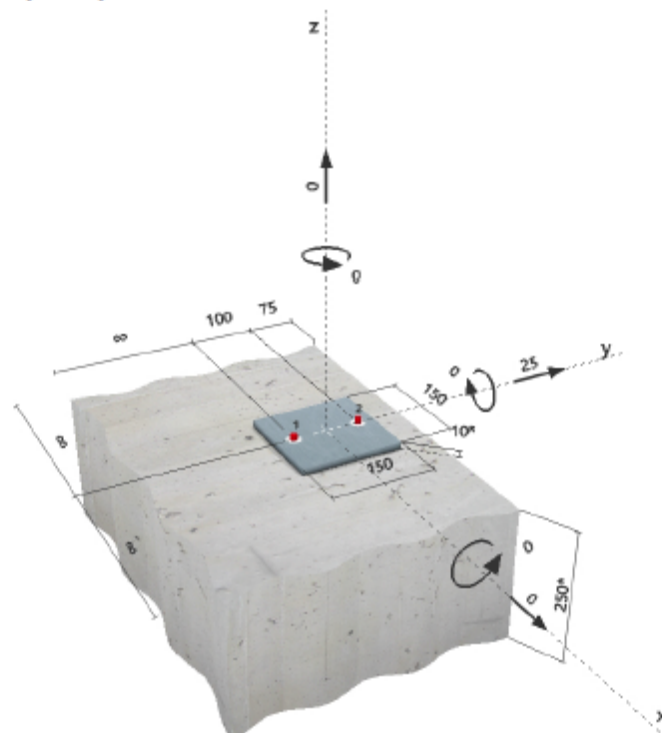
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: Interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $< 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12 +$ maglia chiusa (staffe) $s \leq 100$



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-4644 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	12,500	0,000	12,500
2	0,000	12,500	0,000	12,500

Compressione max. nel calcestruzzo:

- [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:

- [N/mm²]

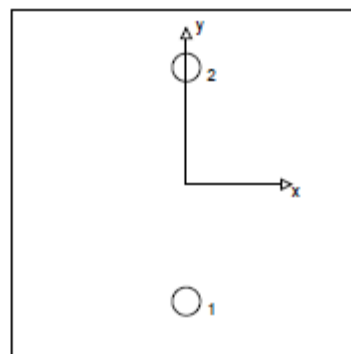
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0):

0,000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0):

0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 05/01/2021

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_r [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	12,500	15,200	83	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	25,000	73,900	34	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	12,500	12,522	100	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
19,000	1,250	15,200	12,500

4.2 Rottura per pryout

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{s,N}$	$C_{s,N}$ [mm]	$S_{s,N}$ [mm]	k_4
72 050	59 049	1,220	122	243	2,000
$e_{s1,V}$ [mm]	$\psi_{s1,N}$	$e_{s2,V}$ [mm]	$\psi_{s2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{s,N}$
0	1,000	0	1,000	0,885	0,905
$N_{Rk,s}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s,p}$	$V_{Rd,sp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
56,703	1,500	73,900	25,000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-

l_f [mm]	d_{rem} [mm]	k_V	α	β		
81	10,0	2,400	0,104	0,067		
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\Psi_{A,V}$			
75	25 313	25 313	1,000			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{sc,V}$	$\Psi_{re,V}$	$\Psi_{90^\circ,V}$
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,000	1,500
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]			
18.783	1.500	12.522	12.500			

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 18,519 [kN]	δ_V = 1,111 [mm]
	δ_{NV} = 1,111 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 18,519 [kN]	δ_V = 1,481 [mm]
	δ_{NV} = 1,481 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

Impresa:		Pagina:	4
Progettista:		Progetto:	
Indirizzo:		Contratto N°:	
Telefono / Fax:		Data:	05/01/2021
E-mail:			

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Il metodo Fib (07/2011) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Selsmic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 1
Progetto:
Contratto N°:
Data: 05/01/2021

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-Z M10

Return period (service life in years): 50

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio ausiliare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,eff} = 60 \text{ mm}$ ($h_{ef,min} = 120 \text{ mm}$)

Materiale: DIN EN ISO 4042

Certificazione No.: ETA 12/0006

Emesso / Validato: 11/04/2019 / -

Prova: Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 100 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{c,avg} = 50,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 200 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

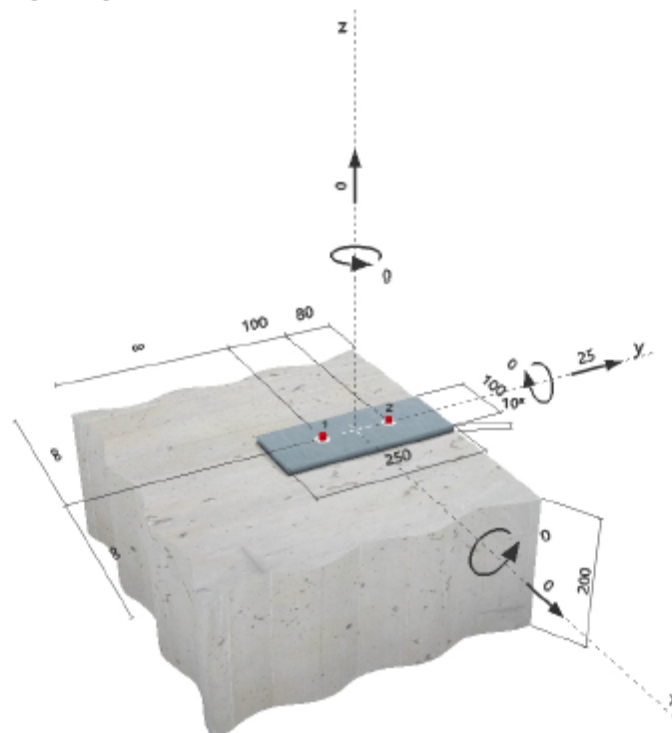
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: Interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $< 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12 +$ maglia chiusa (staffe) $s \leq 100$



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-4044 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	12,500	0,000	12,500
2	0,000	12,500	0,000	12,500

Compressione max. nel calcestruzzo:

- [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:

- [N/mm²]

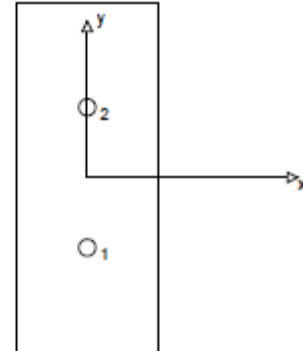
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0):

0,000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0):

0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 05/01/2021

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	12,500	15,200	83	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	25,000	55,912	45	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	12,500	12,947	97	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
19,000	1,250	15,200	12,500

4.2 Rottura per pryout

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,N}$	$c_{or,N}$ [mm]	$s_{or,N}$ [mm]	k_4
48 600	32 400	1,500	90	180	2,000
$e_{s1,V}$ [mm]	$\psi_{scl,N}$	$e_{s2,V}$ [mm]	$\psi_{scl2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{s,N}$
0	1,000	0	1,000	0,967	0,800
$N_{Rk,s}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s,p}$	$V_{Rd,sp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
36,150	1,500	55,912	25,000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-

l_f [mm]	d_{rem} [mm]	k_V	α	β		
60	10,0	2,400	0,087	0,066		
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\Psi_{A,V}$			
80	28 800	28 800	1,000			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{s,V}$	$e_{s,V}$ [mm]	$\Psi_{scl,V}$	$\Psi_{r,s,V}$	$\Psi_{90^\circ,V}$
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,000	1,500
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]			
19,420	1,500	12,947	12,500			

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 18,519 [kN]	δ_V = 1,111 [mm]
	δ_{NV} = 1,111 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 18,519 [kN]	δ_V = 1,481 [mm]
	δ_{NV} = 1,481 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!



www.hilti.it

Profis Anchor 2.8.8

Impresa:

Pagina:

4

Progettista:

Progetto:

Indirizzo:

Contratto N°:

Telefono / Fax:

Data:

05/01/2021

E-mail:

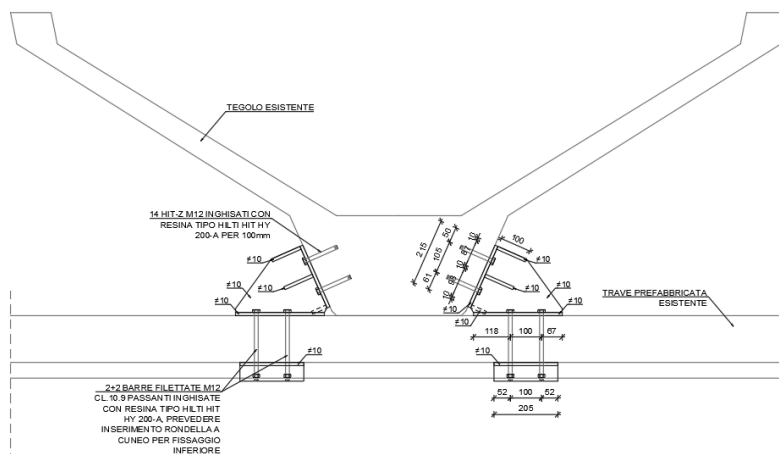
6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Il metodo Fib (07/2011) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Selsmic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-4644 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

TIPO B



La connessione tipo B viene dimensionata per una sollecitazione assiale complessiva pari a 157 kN.
Su ogni lato risultano agenti 78.5 kN.
Si riportano le verifiche degli inghisaggi lato tegolo.

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

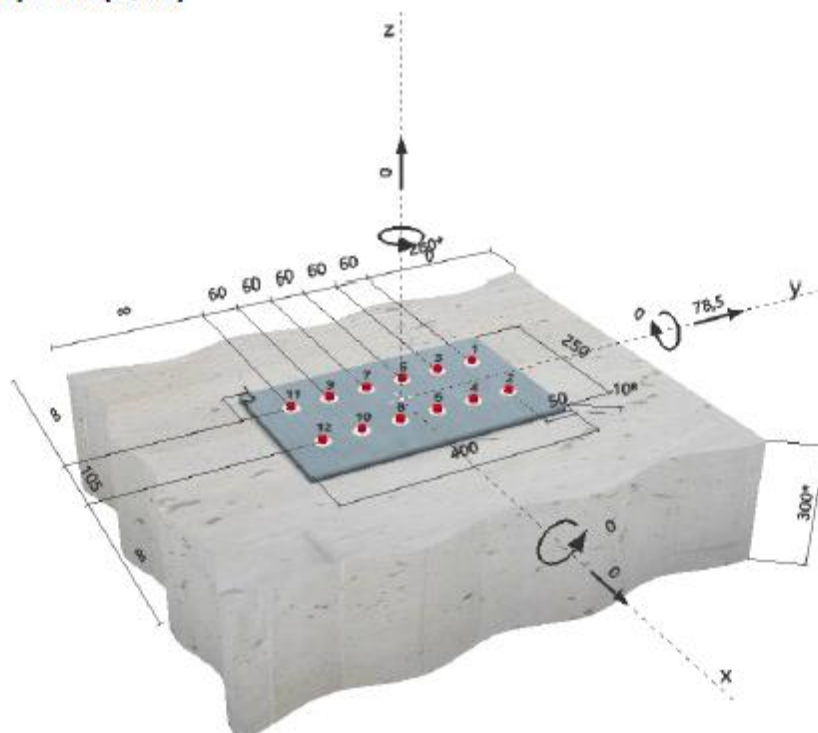
Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-Z M12
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio ausiliare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,inst} = 100 \text{ mm}$ ($h_{ef,inst} = - \text{ mm}$)
Materiale:	DIN EN ISO 4042
Certificazione No.:	ETA 12/0006
Emesso / Valido:	11/04/2019 / -
Prova:	Valutazione Ingegneristica SOFA – basata sui test ETAG
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 250 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{ct,prob} = 60,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	Interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $< 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12 + \text{maglia chiusa (staffe)} s \leq 100$



SAFE-ET

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-4044 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

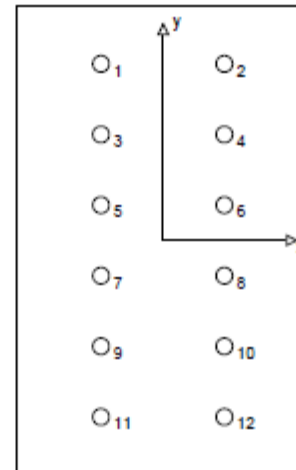
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	6,529	-0,037	6,529
2	0,000	6,555	-0,037	6,555
3	0,000	6,529	-0,022	6,529
4	0,000	6,555	-0,022	6,555
5	0,000	6,529	-0,007	6,529
6	0,000	6,555	-0,007	6,555
7	0,000	6,529	0,007	6,529
8	0,000	6,555	0,007	6,555
9	0,000	6,529	0,022	6,529
10	0,000	6,555	0,022	6,555
11	0,000	6,529	0,037	6,529
12	0,000	6,555	0,037	6,555



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfaldamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 05/01/2021

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_r [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	6,555	21,600	31	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	78,500	280,708	28	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	78,500	81,833	96	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
27,000	1,250	21,600	6,555

4.2 Rottura per pryout

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{or,N}$ [mm]	$s_{or,N}$ [mm]	k-factor	
243 000	90 000	150	300	2,000	
$e_{scl,V}$ [mm]	$\psi_{scl,N}$	$e_{s2,V}$ [mm]	$\psi_{scl2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{s,N}$
1	0,997	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,s}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s,p}$	$V_{Rd,sp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
78,234	1,500	280,708	78,500		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y-

l_e [mm]	d_{rem} [mm]	k_1	α	β	
100	12,0	2,400	0,060	0,053	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
280	283 500	352 800			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{sc,V}$	$\Psi_{re,V}$
1,000	1,183	1,000	0	1,000	1,000
$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
129,133	1,500	81,833	78,500		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 29,074 [kN]	δ_V = 1,454 [mm]
	δ_{NV} = 1,454 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 29,074 [kN]	δ_V = 2,326 [mm]
	δ_{NV} = 2,326 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

Impresa:	Pagina:	4
Progettista:	Progetto:	
Indirizzo:	Contratto N°:	
Telefono / Fax:	Data:	05/01/2021
E-mail:		

6 Attenzione

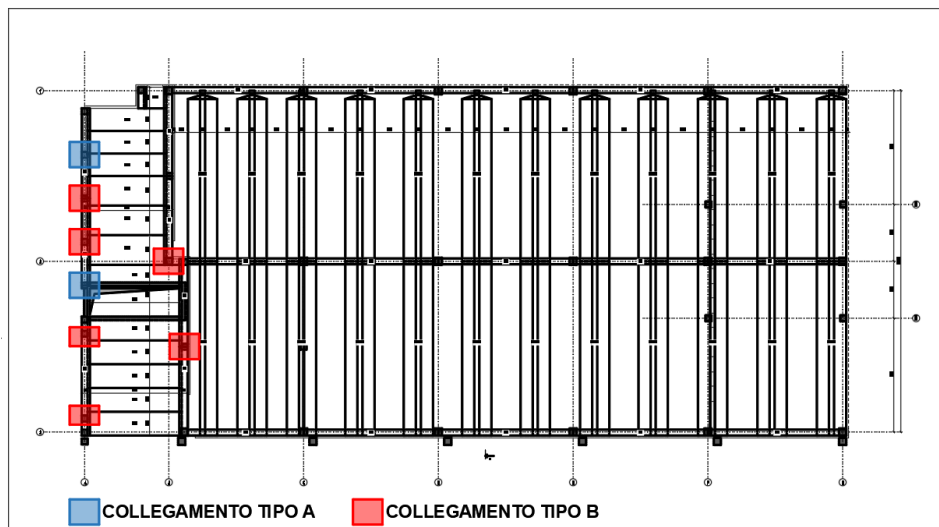
- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'ETAG (2010) sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella tabella 4.1 dell'ETAG 001, Annex C! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'ETAG 001, Annex C!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

Lato trave per ciascun lato si impiegano 2+2 barre filettate M12 cl.10.9 passanti.
Su ciascuna barra c'è una sollecitazione tagliante pari a $157/8=19.6$ kN.

Classe bullone	10.9	diámetro d	12	f_{yb}	900	f_{ub}	1000	N/mm ²
<input checked="" type="radio"/> Sezione filettata <input type="radio"/> Sezione lorde								
Area	84,3	mm ²						
Resistenza a taglio (per piano di taglio)	$F_{v,Rd}$	33,72	kN					
Resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	60,70	kN					
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5) $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{19.63}{33.72} + \frac{0}{1.4 \cdot 60.70} = 0.582 + 0 = 0.582$				OK				

14.10.4 COLLEGAMENTO TRAVI-PILASTRO COPERTURA UFFICI



I collegamenti travi-pilastro in copertura della zona uffici vengono dimensionati tenendo conto della presenza degli spinotti di collegamento preesistenti (2Ø20 per ogni estremità della trave).

Dalle sollecitazioni di progetto viene detratta per ciascun pilastro la resistenza degli spinotti, calcolata secondo la teoria di Vintzeleou e Tassios. Nel calcolo si considera un carico ciclico e, a favore della sicurezza, l'assenza dell'armatura di confinamento.

Si considera inoltre che la normativa richiede per l'adeguamento il raggiungimento di $\zeta \geq 0,80$.

Applicazione del carico

carico Ciclico

Dati materiale

Calcestruzzo

f_{ck} 49,86 MPa

f_{ct} 1,89 MPa

acc 1

gamma C 1,5 f_{cd} 33,2

Acciaio

f_{yk} 523 MPa

gamma s 1,2 f_{yd} 435,8

base tesa 600 mm

Copriferro min 85 mm

Barra Area [mm²]

20 314

Meccanismo calcestruzzo!

Vintzeleou e Tassios

Vrd,VT 31,3 kN

Meccanismo spinotto

Vrd, side spl 44,0 kN

Fessura di rottura lungo la sezione trasversale dell'elemento

Vrd bottom spl 18,0 kN

Fessura di rottura lungo un piano passante per l'asse dello spinotto

Si assume il meccanismo di rottura più sfavorevole tra quello a rottura della barra e quello a fessurazione del calcestruzzo.

Nei pilastri dove sono presenti, le coppie di spinotti offrono le seguenti resistenze:

- Carico parallelo alla trave: rottura dell'acciaio. Resistenza $31.3 \times 2 = 62.6$ kN;
- Carico ortogonale alla trave: rottura del calcestruzzo con fessurazione lungo il piano passante per l'asse dello spinotto. Resistenza $18 \times 2 = 36$ kN.

A seconda delle sollecitazioni presenti si verificano le seguenti situazioni:

- Collegamento tipo A con 6 tasselli inghisati M16, quando la sollecitazione residua agente è superiore a 52 kN;
- Collegamento tipo B con 4 tasselli inghisati M16, quando la sollecitazione residua agente è inferiore a 52 kN
- Nessun collegamento, quando gli spinotti presenti sono sufficienti ad assorbire la sollecitazione agente.

COLLEGAMENTO TIPO A

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-Z M16

Return period (service life in years): 50

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio ausiliare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,inst} = 176 \text{ mm}$ ($h_{ef,inst} = - \text{mm}$)

Materiale: DIN EN ISO 4042

Certificazione No.: ETA 12/0006

Emesso / Valido: 11/04/2019 / -

Prova: Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 450 \text{ mm} \times 520 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{ct,sp} = 50,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

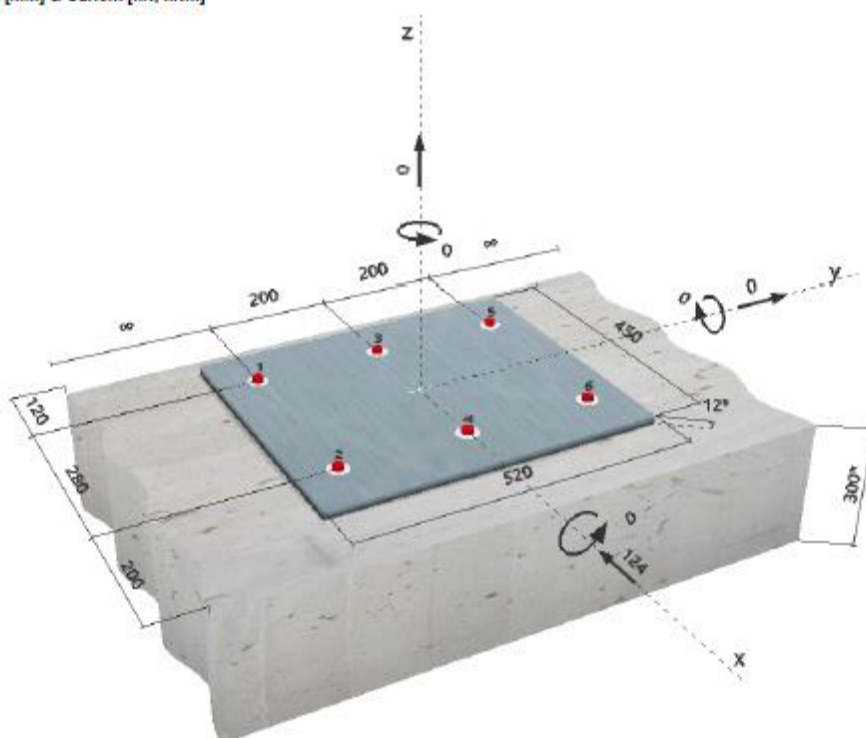
Armatura: Interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $< 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$ + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100$



SAFE-ET

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-4044 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 2	$V_x = -124,000$; $V_y = 0,000$; $N = 0,000$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 0,000$;	no	no	100
2	Combinazione 1	$V_x = 0,000$; $V_y = 59,000$; $N = 0,000$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 0,000$;	no	no	26

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	20,667	-20,667	0,000
2	0,000	20,667	-20,667	0,000
3	0,000	20,667	-20,667	0,000
4	0,000	20,667	-20,667	0,000
5	0,000	20,667	-20,667	0,000
6	0,000	20,667	-20,667	0,000

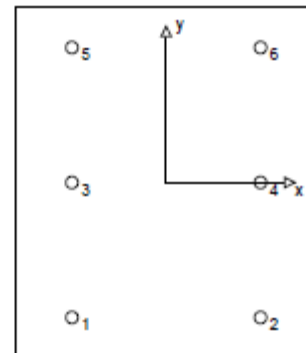
Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 07/01/2021

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_r [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	20,667	38,400	54	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	124,000	404,494	31	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x**	62,000	62,057	100	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
48,000	1,250	38,400	20,667

4.2 Rottura per pryout

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$\Psi_{s,N}$	$c_{or,N}$ [mm]	$s_{or,N}$ [mm]	k_4
556 800	278 784	1,997	264	528	2,000
$e_{s1,V}$ [mm]	$\Psi_{sc1,N}$	$e_{s2,V}$ [mm]	$\Psi_{sc2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{R,N}$
0	1,000	0	1,000	0,836	1,000
$N_{Rk,s}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s,p}$	$V_{Rd,sp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
181,613	1,500	404,494	124,000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

l_f [mm]	d_{rem} [mm]	k_V	α	β		
176	16,0	2,400	0,121	0,067		
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\Psi_{A,V}$			
120	136 800	64 800	2,111			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{o,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{sc,V}$	$\Psi_{R,V}$	$\Psi_{90^\circ,V}$
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,000	2,500
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]			
44,093	1,500	62,057	62,000			

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 30,617 [kN]	δ_V = 1,225 [mm]
	δ_{NV} = 1,225 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 30,617 [kN]	δ_V = 1,837 [mm]
	δ_{NV} = 1,837 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze del foro non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

Impresa:		Pagina:	4
Progettista:		Progetto:	
Indirizzo:		Contratto N°:	
Telefono / Fax:		Data:	07/01/2021
E-mail:			

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Il metodo Fib (07/2011) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Selsmic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

www.hilti.it

Profis Anchor 2.8.8

Impresa:

Pagina:

1

Progettista:

Progetto:

Indirizzo:

Contratto N°:

Telefono / Fax:

Data:

07/01/2021

E-mail:

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-Z M16

Return period (service life in years): 50

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aiutale tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $h_{\text{eff,red}} = 96 \text{ mm}$ ($h_{\text{eff,min}} = - \text{mm}$)

Materiale: DIN EN ISO 4042

Certificazione No.: ETA 12/0006

Emesso / Valido: 11/04/2019 | -

Prova: Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG

Fissaggio distanziato: $e_y = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 450 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{\text{c,avg}} = 50,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

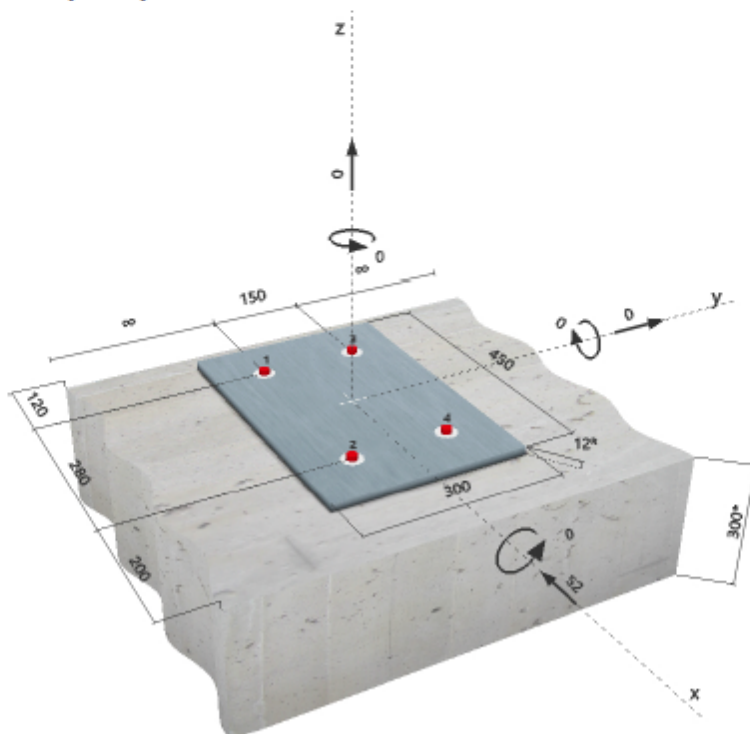
Armatura: Interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $< 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$ + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100$



SAFE-ET

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-4044 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 2
Progetto:
Contratto N°:
Data: 07/01/2021

1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 2	$V_x = -52,000$; $V_y = 0,000$; $N = 0,000$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 0,000$;	no	no	71
2	Combinazione 1	$V_x = 0,000$; $V_y = 98,000$; $N = 0,000$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 0,000$;	no	no	67

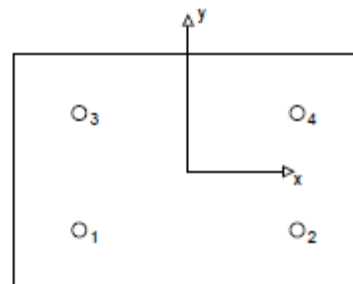
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	13,000	-13,000	0,000
2	0,000	13,000	-13,000	0,000
3	0,000	13,000	-13,000	0,000
4	0,000	13,000	-13,000	0,000



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 07/01/2021

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_r [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	13,000	38,400	34	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	52,000	260,892	20	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x**	26,000	36,629	71	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
48,000	1,250	38,400	13,000

4.2 Rottura per pryout

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$\Psi_{A,N}$	$C_{or,N}$ [mm]	$s_{or,N}$ [mm]	k_4
238 272	82 944	2,873	144	288	2,000
$e_{s1,V}$ [mm]	$\Psi_{scl,N}$	$e_{s2,V}$ [mm]	$\Psi_{scl2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{s,N}$
0	1,000	0	1,000	0,950	0,980
$N_{Rk,s}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s,p}$	$V_{Rd,sp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
73,162	1,500	260,892	52,000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

l_e [mm]	d_{rem} [mm]	k_V	α	β		
96	16,0	2,400	0,089	0,067		
c_1 [mm]	$A_{s,V}$ [mm ²]	$A_{s,V}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,V}$			
120	91 800	64 800	1,417			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{s,V}$	$e_{s,V}$ [mm]	$\psi_{scl,V}$	$\psi_{scl,V}$	$\psi_{scl,V}$
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,000	2,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]			
38,784	1,500	36,629	26,000			

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 19,259 [kN]	δ_V = 0,770 [mm]
	δ_{NV} = 0,770 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 19,259 [kN]	δ_V = 1,156 [mm]
	δ_{NV} = 1,156 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze del foro non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

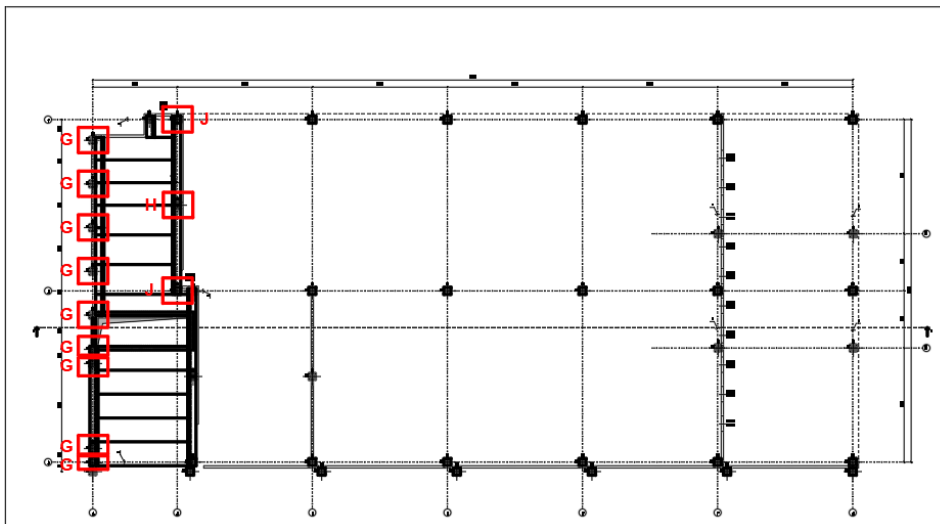
Impresa:	Pagina:	4
Progettista:	Progetto:	
Indirizzo:	Contratto N°:	
Telefono / Fax:	Data:	07/01/2021
E-mail:		

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Il metodo Fib (07/2011) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Selsmic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

14.10.5 COLLEGAMENTO TRAVI-PILASTRO PIANO PRIMO UFFICI



Si riportano la verifica relativa alle sollecitazioni più gravose agenti nei collegamenti tipo G.

Per quanto riguarda le verifiche dei collegamenti tipo J e tipo H si può fare riferimento alle verifiche dei collegamenti tipo A e B della copertura della zona uffici, in quanto le sollecitazioni agenti al piano primo sono meno gravose.

SOLLECITAZIONE PARALLELA ALLA TRAVE

La sollecitazione massima agente parallelamente alla trave è pari a 19 kN.

La sollecitazione massima agente perpendicolarmente alla trave è pari a 134 kN.

www.hilti.it		HILTI	
		Profis Anchor 2.8.8	
Impresa:		Pagina:	1
Progettista:		Progetto:	
Indirizzo:		Contratto N°:	
Telefono / Fax:		Data:	07/01/2021
E-mail:			
Commenti del progettista:			

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HAS-U 8.8 M20

Return period (service life in years): 50

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio ausiliare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,inst} = 300 \text{ mm}$ ($h_{ef,inst}$ - - mm)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 16/0143

Emesso / Valido: 14/05/2019 | -

Prova: Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) - dopo prove ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_a \times l_b \times t = 270 \text{ mm} \times 367 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

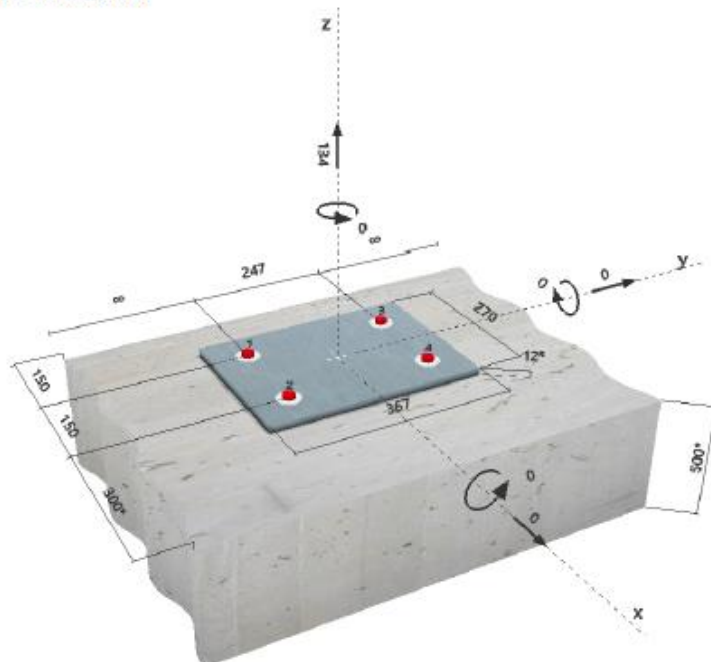
Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{c,sp} = 50,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: Interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $< 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$ + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100$

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-4014 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 2
Progetto:
Contratto N°:
Data: 07/01/2021

1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 2	$V_x = 0,000; V_y = 19,000; N = 0,000;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;$	no	no	8
2	Combinazione 1	$V_x = 0,000; V_y = 0,000; N = 134,000;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;$	no	no	74

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

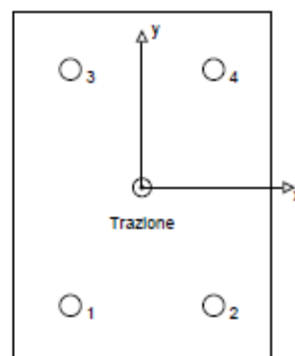
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	33,500	0,000	0,000	0,000
2	33,500	0,000	0,000	0,000
3	33,500	0,000	0,000	0,000
4	33,500	0,000	0,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 134,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_n [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	33,500	130,667	26	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	134,000	300,130	45	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	134,000	183,142	74	OK
Fessurazione**	134,000	215,647	63	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rd,k}$ [kN]	$\gamma_{M,k}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
196,000	1,500	130,667	33,500

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{s,N}$	$\tau_{Rk,usr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
492,191	341,333	1,442	16,00	584	292	150
ψ_c	$\tau_{Rk,usr}$ [N/mm ²]	$\max \tau_{Rk,usr}$ [N/mm ²]	$\psi_{s,Np}^0$	$\psi_{s,Np}$		
1,091	17,46	21,44	1,265	1,111		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{Rk,Np}$	
0	1,000	0	1,000	0,854	1,000	
$N_{Rd,s}^0$ [kN]	$N_{Rd,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
329,187	450,195	1,500	300,130	134,000		

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 3
Progetto:
Contratto N°:
Data: 07/01/2021

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\Psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	
688 200	810 000	0,850	450	900	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,800	1,000
k_1	$N_{Rd,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
11,000	404,166	1,500	183,142	134,000	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\Psi_{A,N}$	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\Psi_{h,sp}$	
724 200	921 600	0,786	480	960	1,283	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,794	1,000	11,000
$N_{Rd,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
404,166	1,500	215,647	134,000			

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9404 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono / Fax:
E-mail:

Pagina: 4
Progetto:
Contratto N°:
Data: 07/01/2021

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	= 24,815 [kN]	δ_N	= 0,079 [mm]
V_{sk}	= 0,000 [kN]	δ_V	= 0,000 [mm]
		δ_{NV}	= 0,079 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	= 24,815 [kN]	δ_N	= 0,197 [mm]
V_{sk}	= 0,000 [kN]	δ_V	= 0,000 [mm]
		δ_{NV}	= 0,197 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

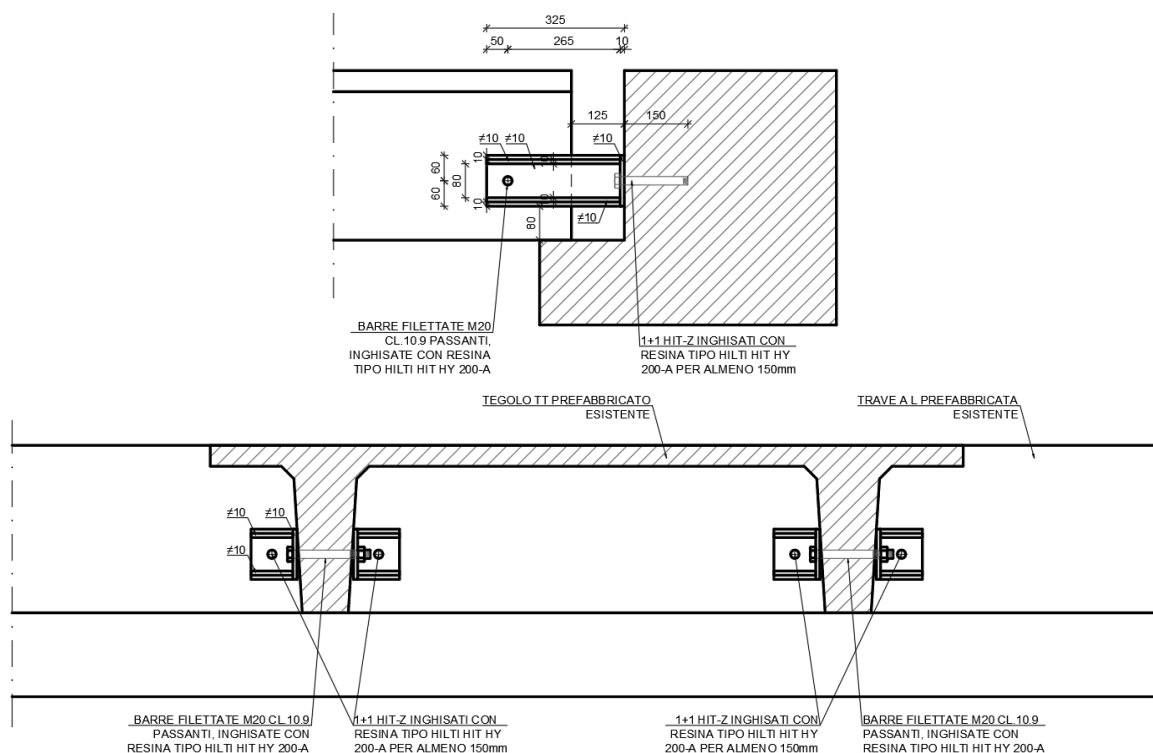
6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Il metodo Fib (07/2011) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

14.10.6 COLLEGAMENTO TEGOLO-TRAVE COPERTURA UFFICI

La massima sollecitazione assiale agente su un tegolo TT di copertura è pari a 271 kN.



Si verifica la barra passante nel gambo del tegolo sollecitata con un taglio pari a $271/4=68$ kN.

Classe bullone	10.9	diametro d	20	f_{yb}	900	f_{ub}	1000	N/mm ²
<input checked="" type="radio"/> Sezione filettata <input type="radio"/> Sezione lorda								
Area		245,0 mm ²						
Resistenza a taglio (per piano di taglio)		$F_{v,Rd}$		98		kN		
Resistenza a trazione		$F_{t,Rd}$		176,4		kN		
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5) $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{68}{98} + \frac{0}{1.4 \cdot 176.4} = 0.694 + 0 = 0.694$								
								OK

Si fa la verifica del singolo tassello sollecitato con una trazione pari a $271/4=68$ kN.

Impresa:		Pagina:	2
Progettista:		Progetto:	
Indirizzo:		Contratto N°:	
Telefono / Fax:		Data:	07/01/2021
E-mail:			

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	68,000	0,000	0,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	68,000	97,333	70	OK
Rottura per sfilamento*	68,000	100,000	68	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	68,000	95,817	71	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rd,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
146,000	1,500	97,333	68,000

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rd,s}$ [kN]	ψ_s	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
150,000	1,000	1,500	100,000	68,000

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^0$ [mm ²]	$c_{ef,N}$ [mm]	$s_{ef,N}$ [mm]		
202 500	202 500	225	450		
$e_{s1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{s2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
k_t	$N_{Rd,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
10,100	143,726	1,500	95,817	68,000	

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-6464 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

Impresa:		Pagina:	3
Progettista:		Progetto:	
Indirizzo:		Contratto N°:	
Telefono / Fax:		Data:	07/01/2021
E-mail:			

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_r [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	50,370 [kN]	δ_N	=	0,374 [mm]
V_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_V	=	0,000 [mm]
			δ_{NV}	=	0,374 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	50,370 [kN]	δ_N	=	0,909 [mm]
V_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_V	=	0,000 [mm]
			δ_{NV}	=	0,909 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

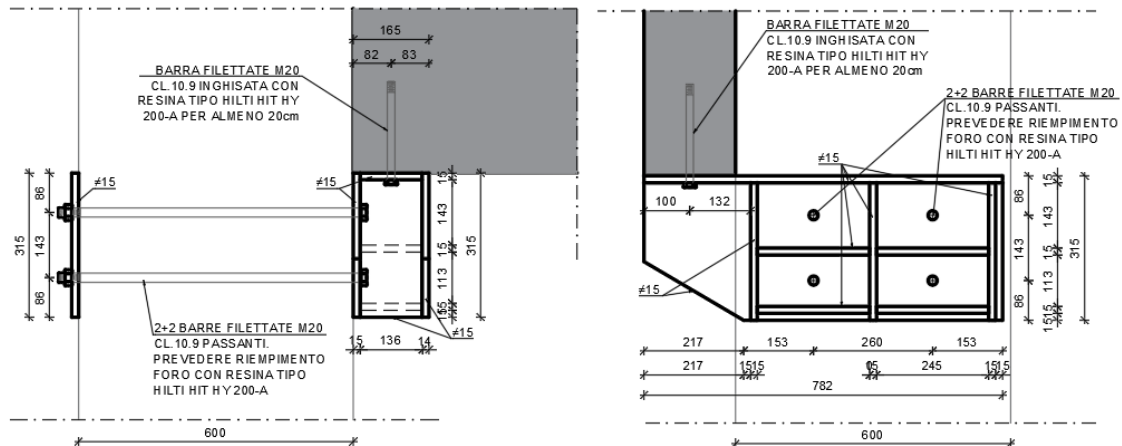
Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'ETAG (2010) sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella tabella 4.1 dell'ETAG 001, Annex C! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'ETAG 001, Annex C!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

14.10.7 COLLEGAMENTO MENSOLA VELETTA NORD



Considerando un peso del pannello di 380 daN/mq ed una superficie dello stesso di 33.5 mq, si ottiene che il carico gravante sulla mensola è pari a $380 \times 33.5 / 2 = 63.7$ kN. In combinazione SLU la sollecitazione agente è pari a $V_{ed} = 82.8$ kN.

Si considera un'eccentricità di 0.4 m, ottenendo un $M = V \cdot e$ agli SLU pari a 33.1 kNm.

L'azione tagliante agente sulla singola barra è pari a 72.15 kN.

Classe bullone 10.9 diametro d 20 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 98 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 176,4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 72,15 $F_{t,Sd}$ 0 kN

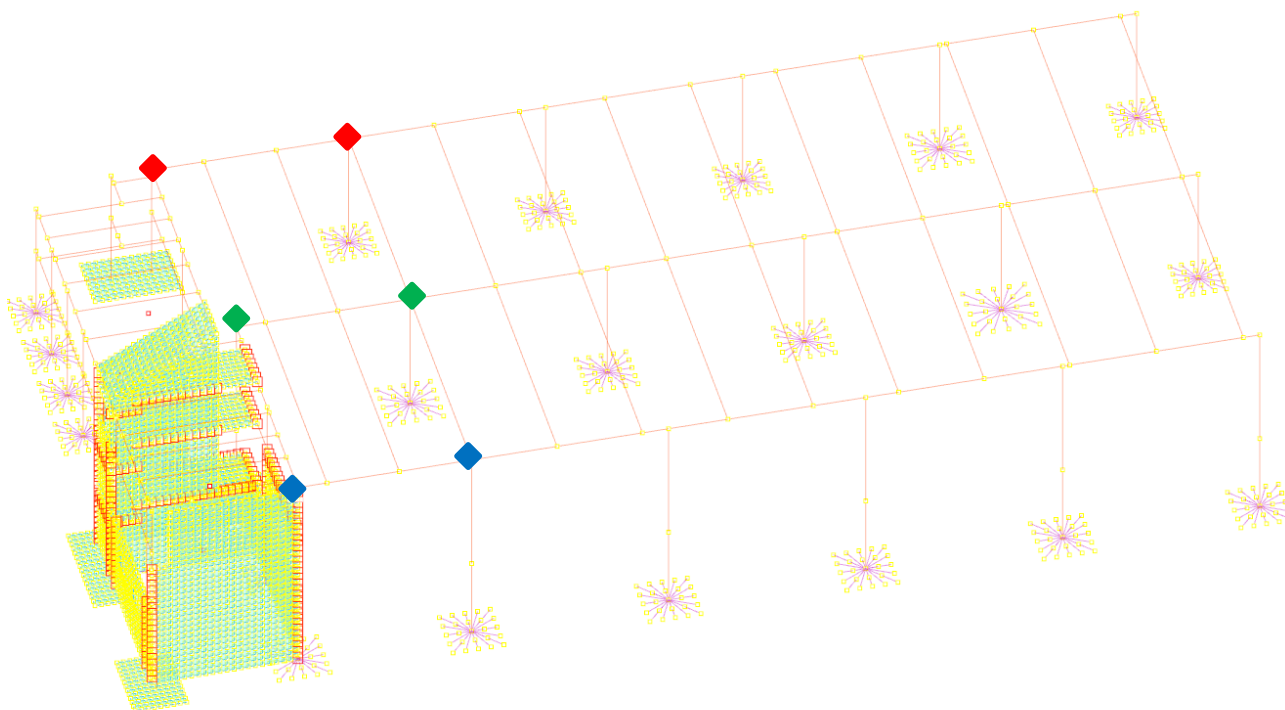
$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,736 + 0 = 0,736$ OK

14.11 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL GIUNTO SCORREVOLE CENTRALE

Per eliminare l'interazione tra le due parti dell'edificio, capannone e zona uffici, in caso di sisma longitudinale, viene previsto un appoggio scorrevole con un inserto in teflon. Per evitare fenomeni di martellamento viene prevista la demolizione delle teste delle travi di copertura (lato zona uffici).

Il dimensionamento del giunto è stato eseguito sommando le deformazioni massime, ottenute nelle combinazioni SLV, del nodo del pilastro solidale alla zona uffici e del corrispondente nodo solidale al capannone. Si è seguito un procedimento analogo per le altre due coppie di nodi.

Nel modello il grado di libertà assiale delle ultime travi di copertura è stato svincolato.



Per quanto riguarda i nodi della campata centrale, si sono ottenuti i seguenti spostamenti massimi (in una stessa combinazione SLV):

Nodo "zona uffici" 1.14 cm

Nodo "capannone" 5.58 cm

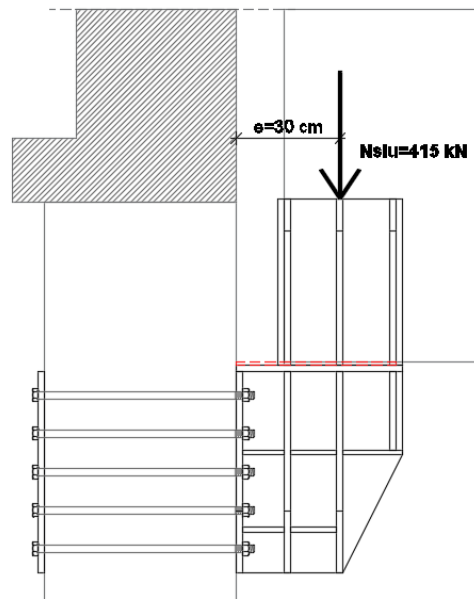
La somma dei due spostamenti è pari a 6.72 cm che, moltiplicata per il fattore di struttura considerato nell'analisi, risulta essere:

$$S_{TOT} = 6.72 \times 1.5 = 10.1 \text{ cm}$$

Le mensole scorrevoli sono pertanto dimensionate per consentire lo spostamento della testa della trave per S_{TOT} in entrambe le direzioni.

14.11.1 DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA CENTRALE

14.11.1.1 SLU



Si considera un carico verticale SLU $N=415 \text{ kN}$, agente ad una distanza di 30 cm rispetto al filo del pilastro. Si ottiene $M_e=125 \text{ kNm}$.

Utilizzo 5+5 barre filettate M27 cl.10.9.

Dividendo il taglio per il numero di barre si ottiene $V= 41.5 \text{ kN}$

Dal momento dovuto all'eccentricità ottengo le seguenti sollecitazioni/tensioni:

Ottingo una trazione sulla singola barra pari a $N=166 \times 905 / 2000 = 75 \text{ kN}$.

Ottingo una compressione massima nel calcestruzzo pari a 5.6 MPa, compatibile con la classe del calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: mensola scorrevole pilastro centrale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	9,5
2	9,05	21,5
3	9,05	33,5
4	9,05	45,5
5	9,05	57,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 640 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 3,2 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -5,613 N/mm²
 σ_s 166,1 N/mm²
 ϵ_s 0,8307 ‰
d 55,5 cm
x 18,67 x/d 0,3363
 δ 0,8604

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Si riporta la verifica della barra considerando sollecitazioni taglianti e di trazione:

Classe bullone 10,9 diametro d 24 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
Sezione lorda Area 353,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 141,2 kN
Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 254,2 kN

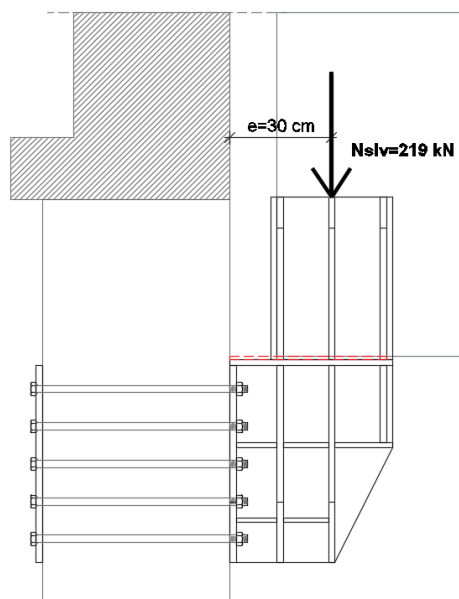
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 41,5 $F_{t,Sd}$ 79 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,294 + 0,211 = 0,505$ OK

14.11.1.2

SLV



Si considera un carico verticale SLU $N=219$ kN, agente contemporaneamente ad una distanza di 30 cm rispetto al filo del pilastro.

Si ottiene $M_e=66$ kNm.

Utilizzo 5+5 barre filettate M27 cl.10.9.

Ciò corrisponde ad una trazione massima sulla singola barra pari a $71 \times 1145 / 2000 = 40$ kN.

Otengo una compressione massima nel calcestruzzo pari a 2,6 MPa, compatibile con la classe del calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: mensola scorrevole pilastro centrale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11,45	9,5
2	11,45	21,5
3	11,45	33,5
4	11,45	45,5
5	11,45	57,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

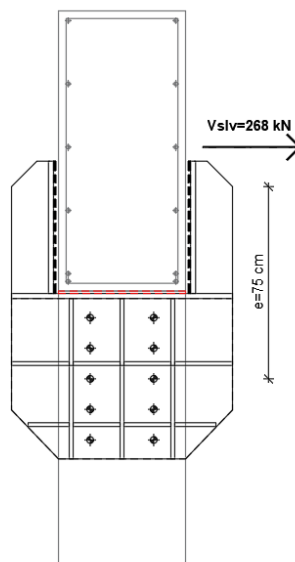
Materiali B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 640 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s / E_c 15 f_{cc} / f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 3,2 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -2,662 N/mm²
 σ_s 71,25 N/mm²
 ϵ_s 0,3562 ‰
d 55,5 cm
x 19,93 x/d 0,3592
 δ 0,8889

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso



Si considera un taglio SLV $V=268$ kN, agente ad una distanza di 75 cm rispetto al baricentro del nodo.

Si ottiene $M_e=201$ kNm.

Calcolando il momento polare della bullonatura e dividendo la sollecitazione sulle barre presenti, si ottiene per la singola barra un taglio massimo pari a $V=155$ kN (considerando anche la sollecitazione verticale sulla mensola).

Si riporta la verifica della barra considerando sollecitazioni taglianti e di trazione:

Classe bullone	10.9	diametro d	27	f_{yb}	900	f_{ub}	1000	N/mm ²
<input checked="" type="radio"/> Sezione filettata <input type="radio"/> Sezione lorde								
Area		459,0		mm ²				
Resistenza a taglio (per piano di taglio)		$F_{v,Rd}$		183,6		kN		
Resistenza a trazione		$F_{t,Rd}$		330,5		kN		
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5) $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{155}{183.6} + \frac{40}{1.4 \cdot 330.5} = 0.844 + 0.086 = 0.931$								
								OK

14.11.2 DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA LATERALE

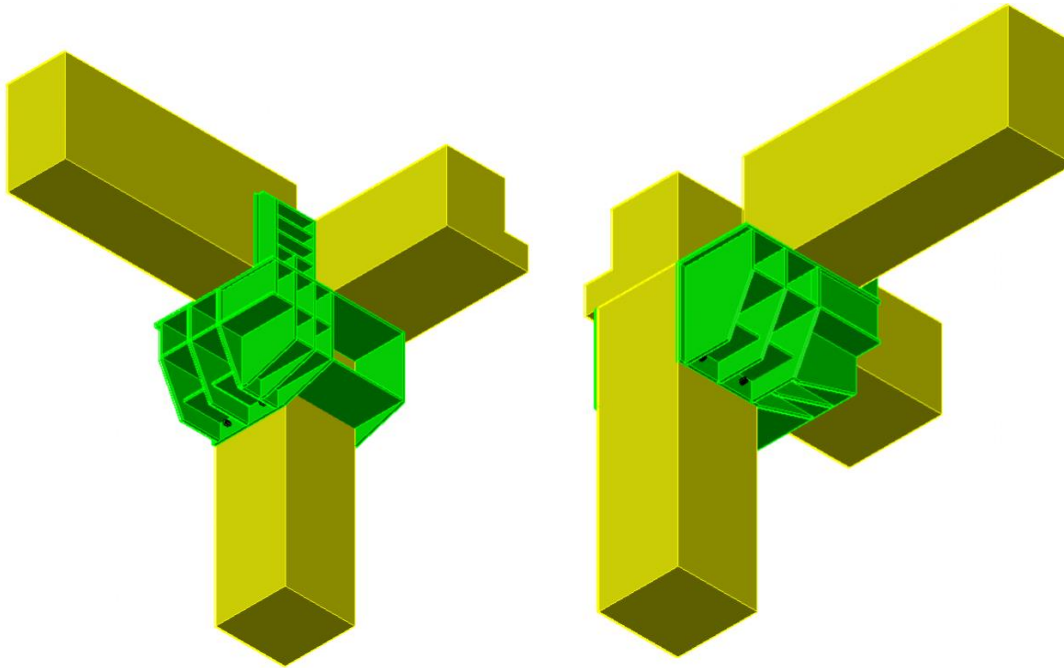
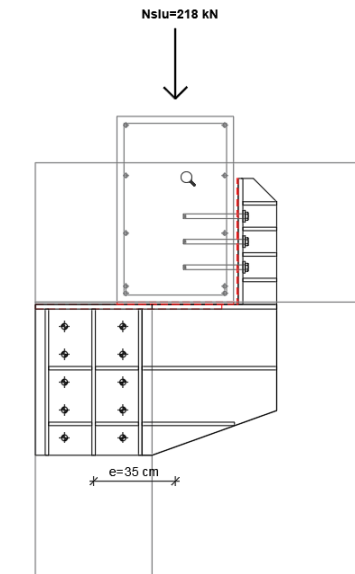


Figura 35 - Assonometria dell'appoggio scorrevole



Si considera un carico verticale SLU $N=218$ kN, agente ad una distanza di 30 cm. Si ottiene $M_e=125$ kNm. Il carico verticale ha un'eccentricità di 35 cm rispetto al baricentro della connessione, generando un momento torcente $M_e=76.3$ kNm.

Utilizzo 5+5 barre filettate M24 cl.10.9.

Dividendo il taglio ed il momento torcente sulle barre presenti si ottiene un taglio pari a $V=60$ kN.

Dal momento dovuto all'eccentricità ottengo le seguenti sollecitazioni/tensioni:

Ottingo una trazione sulla singola barra pari a $N=87 \times 905 / 2000 = 39.3$ kN.

Ottingo una compressione massima nel calcestruzzo pari a 2.9 MPa, compatibile con la classe del calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: mensola scorrevole pilastro laterale SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	9,5
2	9,05	21,5
3	9,05	33,5
4	9,05	45,5
5	9,05	57,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 -65,4 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 640 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 3,2 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -2,937 N/mm²
 σ_s 86,93 N/mm²
 ϵ_s 0,4346 ‰
d 55,5 cm
x 18,67 x/d 0,3363
 δ 0,8604

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Si riporta la verifica della barra considerando sollecitazioni taglianti e di trazione:

Classe bullone 10,9 diametro d 24 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
Sezione lorda Area 353,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 141,2 kN
Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 254,2 kN

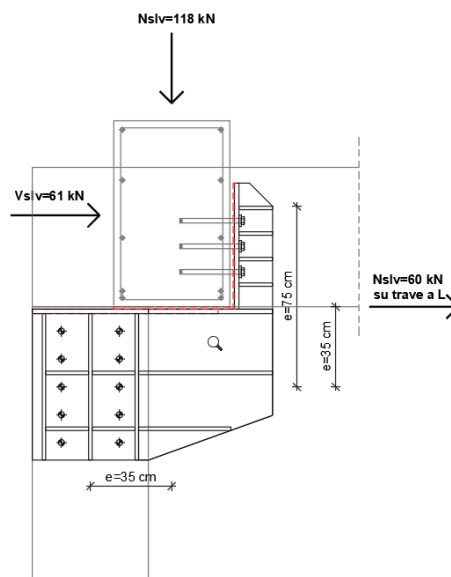
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 60 $F_{t,Sd}$ 39,3 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,425 + 0,110 = 0,535$ OK

14.11.2.2

SLV



Si considera un carico verticale SLV $N=118$ kN, agente sulla trave rettangolare ad una distanza di 30 cm rispetto al filo del pilastro. Si ottiene $M_e=35.4$ kNm. Il carico verticale ha un'eccentricità di 35 cm rispetto al baricentro della connessione, generando un momento torcente $M_e=41$ kNm.

Si considera un taglio orizzontale SLV $V=61$ kN, agente sulla trave rettangolare ad una distanza di 75 cm dal baricentro della connessione. Si ottiene $M_e=45.8$ kNm.

Si considera uno sforzo normale SLV $N=59.5$ kN, agente sulla trave a L ad una distanza di 35 cm dal baricentro della connessione. Si ottiene $M_e=20.8$ kNm.

Utilizzo 5+5 barre filettate M24 cl.10.9.

Si ottiene una trazione massima sulla singola barra pari a $47 \times 905 / 2000 = 21.3$ kN.

Otengo una compressione massima nel calcestruzzo pari a 1,6 MPa, compatibile con la classe del calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: mensola scorrevole pilastro centrale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11,45	9,5
2	11,45	21,5
3	11,45	33,5
4	11,45	45,5
5	11,45	57,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 640 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 3,2 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -2,662 N/mm²
 σ_s 71,25 N/mm²
 ϵ_s 0,3562 ‰
d 55,5 cm
x 19,93 x/d 0,3592
 δ 0,8889

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Calcolando il momento polare della bullonatura e dividendo la sollecitazione sulle barre presenti, si ottiene per la singola barra un taglio massimo pari a $V=82$ kN (considerando anche la sollecitazione verticale sulla mensola).

Si riporta la verifica della barra considerando sollecitazioni taglianti e di trazione:

Classe bullone 10.9 diametro d 24 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
Sezione lorde

Area 353,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 141,2 kN
Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 254,2 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 82 $F_{t,Sd}$ 21,3 kN


$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,581 + 0,060 = 0,641$ OK

Si considera un taglio trasversale agente sulla trave in combinazione SLV, pari a $V=61$ kN.
Tale taglio viene assorbito da 3 barre inghisate che lavorano a trazione quando il sisma agisce in direzione del capannone adiacente.

www.hilti.it		HILTI	
		Profis Anchor 2.8.8	
Impresa:		Pagina:	1
Progettista:		Progetto:	
Indirizzo:		Contratto N°:	
Telefono / Fax:		Data:	27/10/2020
E-mail:			

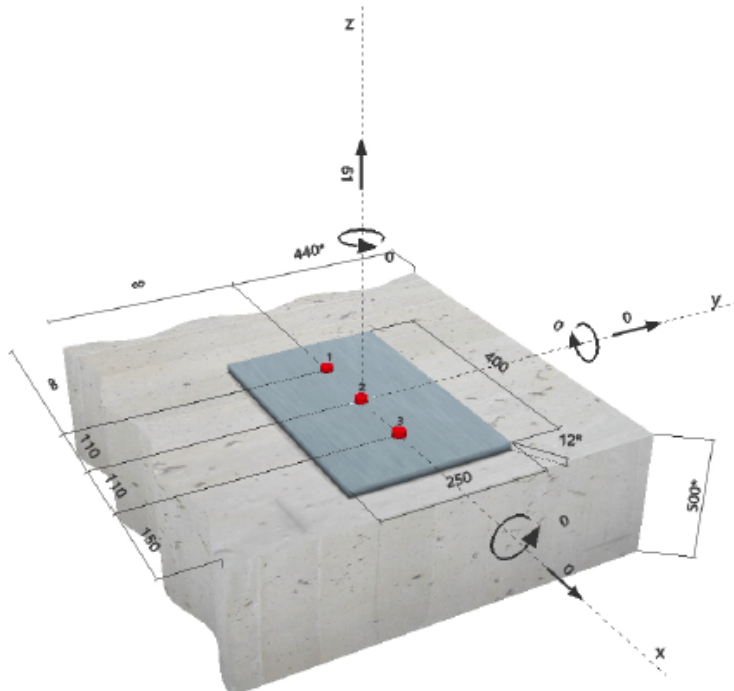
Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-Z M20	 SAFE-ET
Return period (service life in years):	50	
Profondità di posa effettiva:	$h_{w,act} = 200$ mm ($h_{w,limit} = -$ mm)	
Materiale:	DIN EN ISO 4042	
Certificazione No.:	ETA 12/0008	
Emesso l Valido:	11/04/2019 -	
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0$ mm (Senza distanziamento); $t = 12$ mm	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 400$ mm x 250 mm x 12 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C50/60, $f_{ct,med} = 60,00$ N/mm ² ; $h = 500$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature ≥ 150 mm (qualunque \emptyset) o ≥ 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm) senza armatura di bordo longitudinale	

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

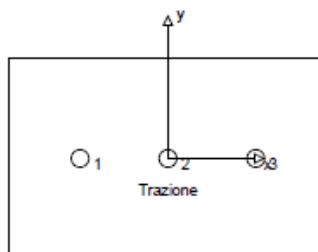
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	20,333	0,000	0,000	0,000
2	20,333	0,000	0,000	0,000
3	20,333	0,000	0,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 61,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_R [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	20,333	97,333	21	OK
Rottura per sfilamento*	20,333	100,000	21	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	61,000	140,021	44	OK
Fessurazione**	61,000	196,830	31	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Ed,s}$ [kN]	$N_{Rd,s}$ [kN]
146,000	1,500	97,333	20,333

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,s}$ [kN]	ψ_s	$\gamma_{M,s}$	$N_{Ed,s}$ [kN]	$N_{Rd,s}$ [kN]
150,000	1,000	1,500	100,000	20,333

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
402 000	360 000	300	600		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{Rk,N}$
0	1,000	0	1,000	0,850	1,000
k_1	$N_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Ed,c}$ [kN]	N_{Rd} [kN]	
10,100	221,280	1,500	140,021	61,000	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{f,sp}$		
402 000	360 000	300	600	1,406		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{Rk,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,850	1,000	10,100
$N_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Ed,sp}$ [kN]	N_{Rd} [kN]			
221,280	1,500	196,830	61,000			

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo ρ_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 15,082 [kN]	δ_N = 0,084 [mm]
V_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_V = 0,000 [mm]
	δ_{NV} = 0,084 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 15,082 [kN]	δ_N = 0,204 [mm]
V_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_V = 0,000 [mm]
	δ_{NV} = 0,204 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

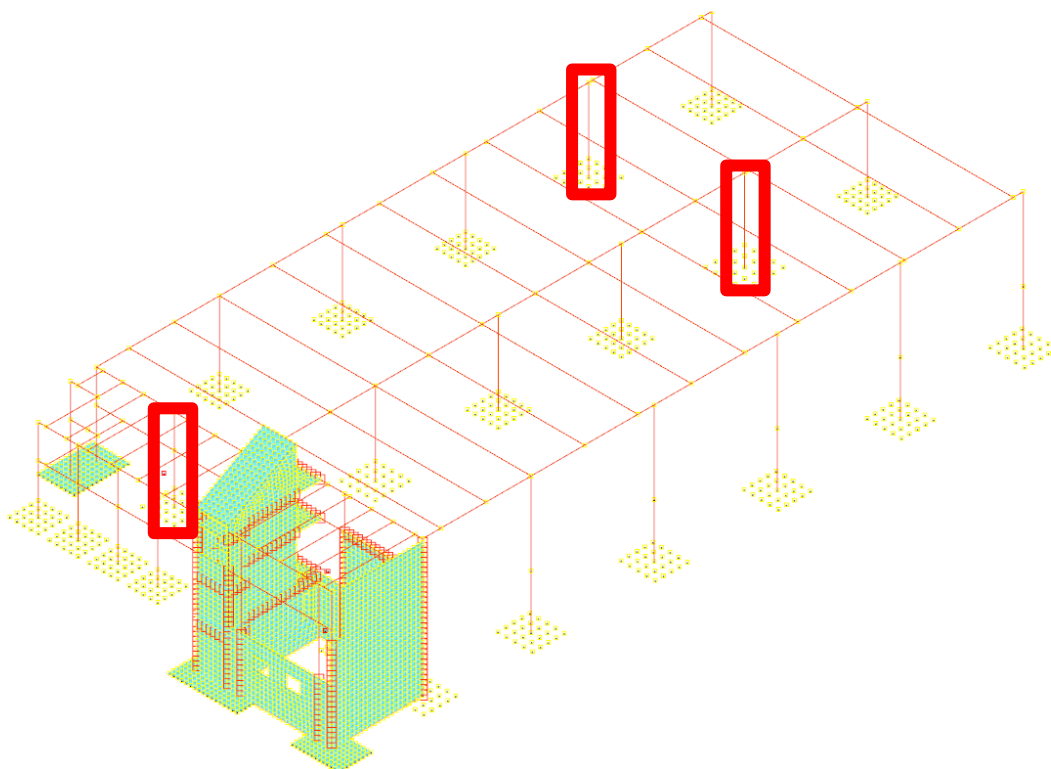
6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'ETAG (2010) sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella tabella 4.1 dell'ETAG 001, Annex C! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'ETAG 001, Annex C!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

14.12 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ INTERPIANO ALLO SLO

Si evidenziano nell'immagine successiva dove sono localizzati gli spostamenti relativi d'interpiano massimi.



Nelle combinazioni SLO lo spostamento relativo delle coppie di nodi evidenziati è pari a $d/h=0.004$.

Facendo riferimento al §7.3.6 delle NTC18, risulta che per edifici in CU IV con tamponature collegate rigidamente alla struttura, il limite deve essere valutato agli SLO ed è pari a $d/h=2/3 \times 0.005=0.0033$.

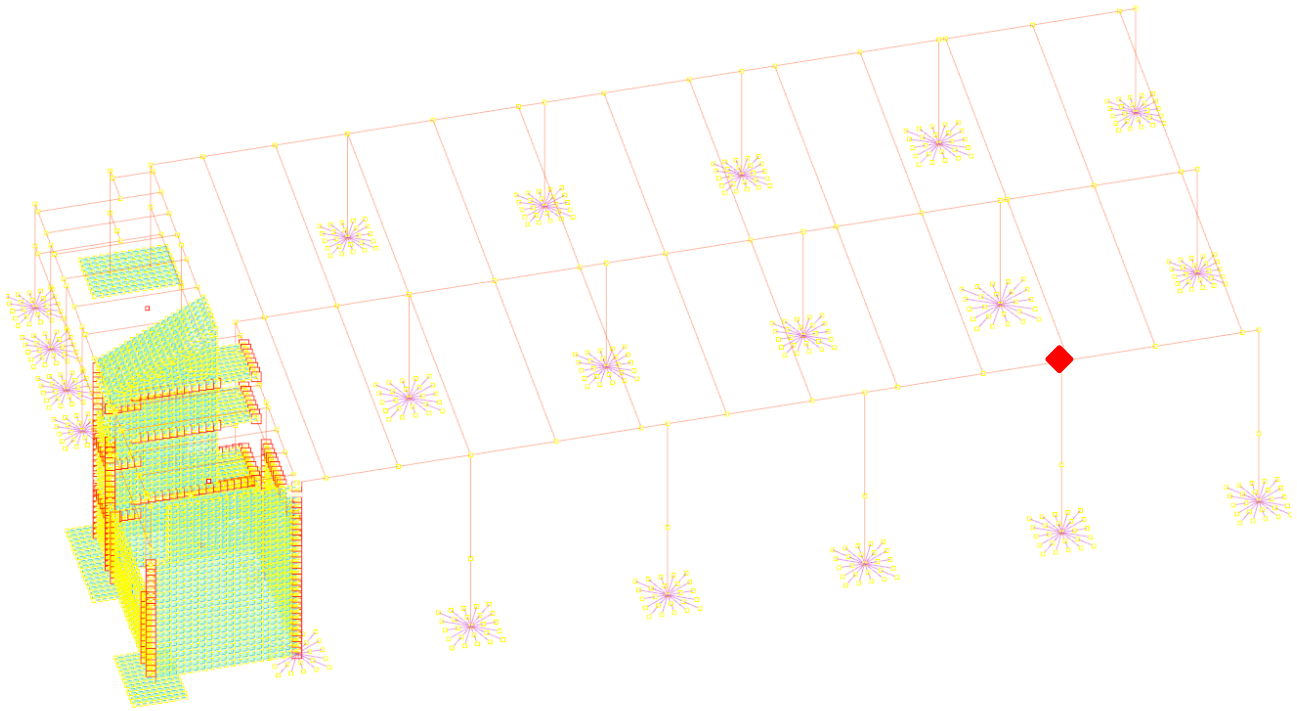
Come riportato nel capitolo 6 della presente relazione, la normativa richiede per l'adeguamento il raggiungimento di $\zeta \geq 0,80$, dove ζ è il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Le verifiche risulteranno pertanto soddisfatte se il coefficiente di verifica è $\geq 0,80$.

La verifica è pertanto soddisfatta in quanto $d/h=0.004 \times 0.8=0.0032 < 0.0033$.

14.13 VERIFICA DEL GIUNTO TRA FABBRICATI

La verifica del giunto è stata eseguita considerando la deformazione massima, ottenuta nelle combinazioni SLV, dei nodi sommitali dei pilastri di confine. Tale spostamento è stato considerato doppio per tenere conto delle possibili deformazioni asincrone che potrebbe avere il fabbricato vicino.



Si ottiene una deformazione massima nelle combinazioni SLV 6 e SLV 11, pari a 6.4 cm.

Moltiplicando per due tale spostamento, per tenere conto della deformazione del capannone attiguo, si ottiene 12.8 cm.

Moltiplicando tale valore per il fattore di struttura considerato nell'analisi, si ottiene:

$$S_{TOT} = 12.8 \times 1.5 = 19.2 \text{ cm}$$

Si considera un giunto tra i due edifici adiacenti pari a 20 cm, pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

15 CONCLUSIONI

Per quanto sopra, la struttura presa fin qui in esame, attraverso l'intervento di adeguamento descritto nel presente progetto esecutivo, passa da una classe d'uso II a IV.