



AZIENDA OSPEDALIERA UNIVERSITARIA DI FERRARA



COMPLETAMENTO DELLA NUOVA SEDE DELL'ARCISPEDALE
SANT'ANNA IN CONA (FE)
TRAMITE CONCESSIONE DI PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED
ESECUTIVA, COSTRUZIONE E GESTIONE

AREE ALTE TECNOLOGIE PROGETTO ESECUTIVO

Concessionaria: **PROG.ESTE Spa**

Affidataria lavori di progettazione e costruzione: **CONSORZIO CONA**



SINTECO ENGINEERING S.p.A.
Via RIPAGRANDE, 29 - 44100 FERRARA
TEL. +39.0532.793911
FAX +39.0532.768222
info@sintecoengineering.it
www.sintecoengineering.it

Coordinamento: Ing. Domenico Mitaritonna

Progettazione architettonica: Arch. Marino Fei

Collaboratori progetto architettonico: Ing. Stefano Franceschini, Arch. Marcella Leoni, Geom. Massimo Campi
Arch. Elisa Bertoni, Arch. Maria Chiara Bonora

Progettazione impianti elettrici:

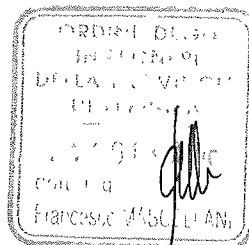
CONSILIUM s.r.l. - Firenze
Ing. Leopoldo D'Inzeo

Progettazione impianti meccanici:

CONSILIUM s.r.l. - Firenze
Ing. Paolo P. Bresci

Progettazione strutturale:

INTECH s.r.l. - Ferrara
Ing. Francesco Mascellani



11-6-09

IMPRESE COSTRUTTRICI E GESTIONALI

CMB - Carpi (MO)-Mandataria-
COOP. COSTRUZIONI - BO
CMR - Filo d'Argenta (FE)
CIAB - Bologna
CIR COSTRUZIONI - Ferrara
BUSI IMPIANTI - Bologna
SINTEXCAL - Ferrara
Ing. SARTI G.&C. - Poggio R. (FE)
TUBI COSTRUZIONI - Ferrara
DALVA - Ferrara

SIRAM - Milano
HERA - Cassana (FE)
PETROLIFERA Estense - Ferrara
CIDAS - Copparo (FE)
C.I.R. - Reggio Emilia
SERENISSIMA RIST. - Vicenza
COOPSER - Ferrara
COOP SERVICE - Cavriago (RE)
SERVIZI ITALIA - Castellina di S.
Impresa BERTONCELLI - FE

Denominazione:

RELAZIONE STRUTTURALE

Codice elaborato:

E H O X X S 1 0 3 1 0 1

Codice commessa:

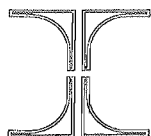
SE 0 7 0 0 9

FILE: -

SCALE: -

FORMATO: A4

DATA:10-06-2008 REV:00

**Azienda Ospedaliera Universitaria S. Anna di Ferrara****Società di Progetto: Prog. Este Spa****Impresa esecutrice: Consorzio Cona****Opere di completamento delle aree dedicate alle alte tecnologie****PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE**

RELAZIONE DI CALCOLO (art. 4, c.3a L.1086/71 e punto 10.1 D.M. 14/01/08)

e

RELAZIONE ILLUSTRATIVA (art. 4, c.3a L.1086/71 e punto 10.1 D.M. 14/01/08)

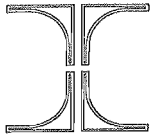
e

RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI (punto 10.1 D.M. 14/01/08)

Sommario Relazione di Calcolo

1.	Premessa	2
2.	Descrizione sintetica dell'intervento	2
3.	Riferimenti normativi	3
4.	Applicazione della normativa all'intervento in oggetto	3
4.1	D.M. 14 settembre 2005	3
4.2	D.M. 14 gennaio 2008 (Revisione del D.M. 14 settembre 2005)	3
5.	Descrizione degli interventi previsti	5
5.1	Opere di cui al par. 2, lettera a (interventi su strutture esistenti per sostegno macchine)	5
5.1.1	Solette al piano terra	5
5.1.2	solai ai piani superiori	6
5.1.3	Struttura di sostegno metalliche fissate ai pilastri esistenti	8
5.2	Opere di cui al par. 2, lettera b (Nuovo bunker per cobalto terapia)	9
5.3	Opere di cui al par. 2, lettera c (Sala interrata per vasche decadimento)	11
6.	ALLEGATO 1: Verbale integrativo del 15/04/2008 del Collaudatore ing. Andrea Benedetti	12
7.	ALLEGATO 2: verifica portata del micropalo trivellato per basamenti macchine	13
8.	ALLEGATO 3: Relazione rinforzi strutturali in fibra di carbonio	15
9.	ALLEGATO 4: verifiche dimensionamento travi metalliche	16
10.	ALLEGATO 5: verifica tiranti sub-orizzontali controvento sismico bunker e Modalità di effettuazione della prova di carico di progetto (art.7.3.3.3 D.M. 14/09/2005)	17
11.	ALLEGATO 6: modello a elementi finiti calcolo strutture metalliche ali laterali bunker	20
12.	ALLEGATO 7: modello di calcolo nodo alla base dei pilastri metallici	21
13.	ALLEGATO 8: verifica al galleggiamento vasca interrata	22
14.	ALLEGATO 9: modello a elementi finiti calcolo coperchio vasca interrata	24
15.	ALLEGATO 10: verifica diaframmi vasca interrata	25

OPERE
NON OGGETTO
DI DEPOSITO



1. Premessa

La presente relazione viene redatta allo scopo di illustrare il progetto esecutivo strutturale delle opere di completamento delle zone del nuovo Ospedale S. Anna di Cona da destinarsi alle "alte tecnologie", anche in relazione ad alcune variazioni apportate rispetto al progetto definitivo approvato, ed alle problematiche derivanti dalle più recenti normative statali e regionali emanate in materia, che hanno introdotto e reso operativa la classificazione dell'intero territorio del Comune di Ferrara in "zona 3" (a bassa sismicità).

2. Descrizione sintetica dell'intervento

Trattasi di vari interventi di completamento localizzati in un complesso fabbricato esistente, fondato su pali, a destinazione ospedaliera in Cona di Ferrara, fabbricato le cui strutture risultano già positivamente assoggettate a collaudo statico (lavori denunciati con pratica L.1086/71 depositata, di seguito indicata in breve "Denuncia A"), fabbricato per il quale tuttavia non risulta ancora rilasciato certificato di conformità edilizia/agibilità. Attualmente sono in corso di attuazione opere complementari (tunnel di servizio interrato sul lato Sud-Est, in corso di esecuzione, e "Blocchi A,B,C", di altezza pari a circa 15,50 mt. e larghezza pari a circa 3,50 mt, in adiacenza al fabbricato esistente, in corso di progettazione e non ancora eseguito, sul lato Nord-Ovest) nelle immediate vicinanze dello stesso complesso, con le quali si avrà parziale interazione (lavori denunciati con pratica L.1086/71 depositata e non ancora collaudati, di seguito indicata in breve "Denuncia B").

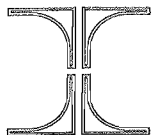
Gli interventi strutturali, meglio rappresentati negli elaborati grafici di progetto strutturale esecutivo, possono ora così essere sinteticamente classificati:

Non
è detto
di
positivo



- ~~a) interventi su strutture esistenti (Denuncia A), per consentire l'alloggiamento di complesse attrezzature medicali di rilevante peso ed ingombro;~~
- ~~b) realizzazione di un nuovo volume a "bunker" di dimensioni in pianta pari a circa 13 per 7,5 metri e di altezza pari a circa 6 metri, posto in adiacenza al fabbricato esistente, zona "blocco" 14, e sovrapposto ad una costruenda struttura a "tunnel" interrata, a diaframmi già recentemente predisposti (Denuncia B). Si precisa che questo nuovo volume sarà destinato ad alloggiare le attrezzature per la "cobalto terapia", e quindi, per motivi connessi alla sicurezza dalle radiazioni ionizzanti, sarà costituito da pareti monolitiche in c.a. di spessore rilevante;~~
- c) Realizzazione di una sala interrata, all'esterno del fabbricato, di dimensioni interne utili pari a circa 18 per 7 metri e di altezza pari a circa 4,5 metri, destinata ad alloggiare n. 5 serbatoi da 10 mc e da n. 3 serbatoi da 5 mc, per lo stoccaggio e decadimento dei liquidi utilizzati dalle macchine radiologiche.





3. Riferimenti normativi

A questo proposito il Responsabile del Procedimento, interpellato in proposito, con nota ricevuta il 25 gennaio 2008, ha chiarito che per l'intervento oggetto della presente relazione vanno applicate le disposizioni del D.M. 14 settembre 2005, per analogia con quanto già seguito nella progettazione di altre parti dello stesso complesso.

Infine risulta già approvato, e pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008 la prima revisione delle norme D.M. 14 settembre 2005, che presenta importanti innovazioni e precisazioni, anche sulla parte sismica, rispetto al testo precedente.

4. Applicazione della normativa all'intervento in oggetto

4.1 D.M. 14 settembre 2005

Il D.M. 14 settembre 2005, al par. 9.3 "Interventi sulle costruzioni esistenti", fornisce le seguenti definizioni:

Art. 9.3.2.1 Intervento di "adeguamento":

"L'intervento di adeguamento ha la finalità di adeguare la sicurezza dell'opera nei casi seguenti:

- a) Per un ampliamento e/o sopraelevazione della struttura;*
- b) nel caso di opere di trasformazione della struttura in organismo edilizio diverso dal precedente per uso, e carichi;*
- c) nel caso di variazioni significative delle destinazioni d'uso che comportano un aumento dei carichi;"*

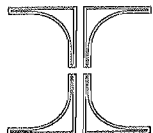
Art. 9.3.2.2 Intervento di "miglioramento":

"E' l'insieme di opere, riguardanti singole parti della struttura necessarie per conferire all'intera struttura un maggior grado di sicurezza."

4.2 D.M. 14 gennaio 2008 (Revisione del D.M. 14 settembre 2005)¹

¹ Pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008. E' comunque interessante rilevare che nel nuovo testo sembra scomparire qualsiasi riferimento agli allegati all'ordinanza 3274, che a questo punto sembrerebbero implicitamente interamente abrogati.





Il D.M. 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, al par. 8 “Costruzioni esistenti”², fornisce le seguenti indicazioni:

Par. 8.4 Classificazione degli interventi:

“Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- *interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;*
- *interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;*
- *riparazioni od interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.”*

Par. 8.4.1 Intervento di “adeguamento”:

“E’ fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all’adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;*
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;*
- c) apportare variazioni di classe e/o destinazione d’uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque l’obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;*
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.”*

Par. 8.4.2 Intervento di “miglioramento”:

“Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

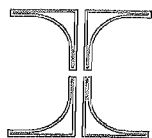
E’ possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.”

Par. 8.4.3 Riparazione o intervento “locale”:

“In generale gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione

² Si rileva che il nuovo T.U., finalmente, fornisce alcune importanti chiavi interpretative applicabili, ad avviso dello scrivente, anche alla normativa previgente. Ad esempio, al par. 8.1, definisce “costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata”.





della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.”

5. Descrizione degli interventi previsti

5.1 Opere di cui al par. 2, lettera a (interventi su strutture esistenti per sostegno macchine)

In base alle normative riepilogate ai precedenti paragrafi, tali interventi possono essere classificati come di “miglioramento”, in quanto non comportano rilevanti aumenti del carico complessivo sull’edificio e sulle fondazioni, e non modificano sensibilmente il comportamento strutturale originario, nella misura in cui gli interventi strutturali di progetto facciano conseguire all’edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

Ciò premesso, va tuttavia rilevato che, sia pure localmente, risulta notevole l’incremento di carico derivante dalle nuove attrezzature che verranno installate (ciascuna con pesi anche dell’ordine di qualche tonnellata).

A questo proposito si sono predisposte una serie di analisi dei carichi relativi alle varie macchine (vedi tav. S.100.180), anche se la documentazione di progetto preliminare fornita (all.ti 1-18), e quella successivamente ricevuta dalle Ditte Installatrici, non consente di ricavare sempre dati precisi ed attendibili sui carichi effettivamente indotti dalle macchine, né sulla loro effettiva composizione e geometria, in quanto non sono i documenti originali, specifici e completi forniti dai costruttori delle stesse. Pertanto le indicazioni di dimensionamento strutturale del presente progetto esecutivo dovranno comunque essere soggette a controllo di conformità da parte delle Ditte responsabili e, in caso di sensibili variazioni peggiorative di quanto previsto nel progetto stesso, soggette a ulteriore verifica con eventuale redazione di un progetto di variante.

5.1.1 Solette al piano terra

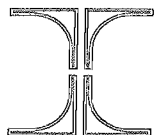
Nel progetto precedente non era riportata l’analisi dei carichi della soletta al piano terra.

L’analisi dei carichi del progetto attuale è la seguente:

- peso proprio soletta in c.a esistente sp. 20 cm, $2500 \times 0,20 = 500$ daN/mq
- sottofondo tipo Isolbeton sp. 19 cm, $800 \text{ daN/m}^2 \times 0,19 = 150$ daN/mq



Non oggetto
di Deposito



- massetto autolivellante portante sp. 5 cm., 0,05x2000	=	100 daN/mq
- pavimento gomma o grès ceramico sp. 1 cm	=	20 daN/mq
- tramezzi (invariato rispetto al progetto precedente, p.sup)	=	100 daN/mq
- sovracc.acciaio (invar.rispetto al progetto precedente, p.sup.)	=	350 daN/mq

Carico totale	=	1.220 daN/mq

Non si allega alcuna verifica della soletta esistente soggetta ai carichi di cui sopra in quanto in sede di Collaudo statico è stata effettuata una specifica prova di carico come da Verbale Integrativo del 15 aprile 2008 a firma del Collaudatore ing. Andrea Benedetti (vedi all. 1), attestante che la portata di tale soletta è superiore al carico di progetto attuale sopra indicato, ed in particolare si afferma che per *“macchinari con peso unitario non superiore a 40 kN e carico specifico trasmesso dal singolo piedino non superiore a 10 kN ... la soletta in oggetto è in grado di sostenere senza alcun danno le macchine previste.”*.

Sulla base di tale indicazione si è provveduto a prevedere rinforzi strutturali (micropalo) solo in corrispondenza delle macchine nn. 8, 9, 10 e 17 in quanto di peso (compreso basamento) notevolmente superiore a tale limite.

La non esecuzione dei micropali di sostegno dei basamenti di tali macchine potrà di caso in caso essere eventualmente disposta dalla Direzione Lavori sulla base di una eventuale estensione dell'“attestazione” di portata della soletta esistente emessa dal Collaudatore dopo l'esame della geometria dei basamenti e dei carichi previsti nel presente progetto strutturale.

Per le macchine nn. 1, 5, 6, 7, 18, il cui peso (compreso basamento) è dell'ordine di grandezza di quello riportato nel Verbale Integrativo di Collaudo, tali rinforzi non sono stati previsti in considerazione della rilevante estensione del relativo basamento di ripartizione, ma si prescrive di verificare in sede di esecuzione dei lavori la corrispondenza tra lo “stato locale” della soletta in corrispondenza dei basamenti di tali macchine e quanto descritto a tale proposito nel Verbale Integrativo stesso (ad esempio saggi per appurare l'assenza di cavità sotto la soletta, per verificare le dimensioni, gli appoggi, etc.), segnalando ogni eventuale difformità alla D.L.).

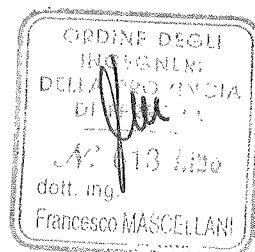
Per quanto riguarda gli interventi specifici di basamento e rinforzo in corrispondenza delle nuove macchine, con le precisazioni di cui sopra, si rimanda a quanto illustrato nelle schede dei basamenti delle macchine nella tavola S.100.181, ed alle analisi dei carichi complessivi (macchine più basamenti) nella tav. S.100.180.

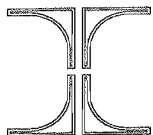
Si riporta il **all. 2** il calcolo della portanza del micropalo trivellato fi 240 previsto.

**Non oggetto di
DEPOSITO**

5.1.2 solai ai piani superiori

E' stato appurato, con lettera del RUP del 25 gennaio 2008, che la Stazione Appaltante non possiede elementi o dati di fonte certa attestanti una capacità portante “utile” di tutti i solai a





“predalles” in elevazione superiore ai 580 kg/mq (escluso peso proprio, di cui 100 per pavimenti e sottofondi, 30 per controsoffitti, 100 per tramezze e 350 per sovraccarichi accidentali) indicati nei disegni di progetto e nella relazione di collaudo consultati.

Si riportano di seguito le analisi dei carichi precedente ed attuale:

Analisi dei carichi progetto precedente:

- peso proprio solaio:	550 daN/mq
- pavimento + sottofondo:	100 daN/mq
- controsoffitto:	30 daN/mq
- tramezze:	100 daN/mq
- sovr. utile	350 daN/mq

TOTALE	1.130 daN/mq

Analisi dei carichi progetto attuale:

- peso proprio solaio a predalles h= 5+26+4 esistente	=	550 daN/mq
- isolante acustico in gomma cellulare da 1 cm	=	2 daN/mq
- sottofondo tipo Lecamix sp. 11 cm, 800 daN/mcx0,11	=	88 daN/mq
- massetto autolivellante portante sp. 2 cm., 0,02x2000	=	40 daN/mq
- pavimento gomma o grès ceramico sp. 1 cm	=	20 daN/mq
- tramezzi (invariato rispetto al progetto precedente)	=	100 daN/mq
- controsoffitto (invariato rispetto al progetto precedente)	=	30 daN/mq
- sovracc.accid.(diminuito di 50 daN/mq risp.prog.preced.)	=	300 daN/mq

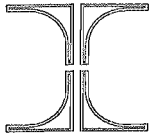
Carico totale	=	1.130 daN/mq

Pertanto, in considerazione dei nuovi diversi e lievemente maggiori carichi permanenti di progetto previsti, al fine di limitare l'estensione dei rinforzi strutturali (ed il conseguente aggravio economico) risulta indispensabile abbassare il valore del sovraccarico utile in tutti i piani superiori con solaio a predalles dai 350 daN/mq previsti nel progetto originale strutturale a 300 daN/mq, sovraccarico comunque accettabile in quanto coincidente con quello previsto come sovraccarico minimo di esercizio per ospedali (tabella 6.1.II T.U. D.M. 14/9/2005).

Restando inalterato il carico totale insistente sui solai ai piani superiori, si limita l'intervento di rinforzo ai casi di solo superamento di tale valore.

Tale intervento è limitato al caso delle due sole macchine con basamento presenti ai piani superiori, e cioè la n. 26 e la n. 27. A causa della ridotta altezza dei vani sottostanti, che non consentiva altri tipi di intervento, il rinforzo del solaio in tale caso è stato realizzato prevedendo la placcatura del solaio a predalles esistente con strisce di fibre di carbonio e





resine, sistema che presenta uno spessore da qualche mm. sino ad un massimo di 10-15 mm., con integrazione di pioli passanti in acciaio incrementativi della resistenza a taglio in prossimità degli appoggi. Tale sistema presenta una resistenza al fuoco nulla e quindi dovrà prevista una idonea protezione REI contro gli incendi.

Per il dimensionamento dei rinforzi a fibra di carbonio, trattandosi di interventi specialistici nei quali assumono precipua importanza le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali da impiegarsi, che devono essere di alta qualità e tecnologicamente avanzati, ci si è avvalsi della consulenza di un Tecnico Specialista di una primaria Ditta produttrice fibre di carbonio e componenti accessori, che ha redatto una relazione di calcolo, che si unisce alla presente in **all. 3**).

Non si sono inoltre considerati i carichi dovuti alle radioprotezioni in piombo, in quanto, se sospesi ai soffitti, tutte di spessore inferiore od uguale a 2 mm (23 kg/mq), e quindi rientranti tra le alee di cui alla tabella dei carichi di progetto sopra riportata.

Per quanto riguarda tali interventi specifici di rinforzo in corrispondenza delle nuove macchine, si rimanda a quanto illustrato nella tavola strutturale dalla S.100.182, che illustra il sistema di rinforzo tipo BASF Italia FRP, che nel caso specifico risulta così composto:

- fornitura e posa in opera di tessuto tipo Mbrace Alto Modulo all'intradosso (momenti positivi) ed all'estradosso (momenti negativi), in strisce di larghezza pari a 16/25/33/50/66/100 , per lunghezze variabili a seconda dei campi interessati e delle varie condizioni di carico, mediante resine epossidiche;
- fornitura e posa in opera al solo estradosso di una rasatura con bicomponente epossidico (Concresive Malta) atta a regolarizzare il piano di posa del tessuto di fibre di carbonio, attualmente al grezzo di solaio e quindi non adatto;
- fornitura e posa di perni filettati tipo "shear stud" diametro 10/12 mm in acciaio, con rondelle, dadi e piatti di collegamento.

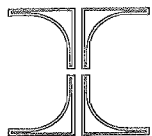
Prima dell'esecuzione dei rinforzi in FPR, si prescrive di verificare con opportuni sondaggi la corrispondenza dimensionale (spessore, interasse, larghezza nervature, armatura, etc.) delle lastre predalles reali con quella riportata sulla presente tavola (ricavata dai disegni di progetto precedenti). In caso di sensibile difformità avvisare la Direzione Lavori.

5.1.3 Strutture di sostegno metalliche fissate ai pilastri esistenti

La documentazione di progetto ricevuto (allegati 1-18 di progetto preliminare) e le successive integrazioni ricevute da parte delle Ditte, per lo più schemi non esecutivi, non hanno consentito di ricavare dati precisi ed attendibili sui carichi effettivamente indotti dalle macchine e sulla loro composizione e geometria, ed in gran parte non sono documenti ordinati, originali, specifici e completi. Di conseguenza si raccomanda che il presente



Non oggetto
di DEDICATO



progetto esecutivo, prima dell'esecuzione, sia sottoposto al vaglio delle Ditte Responsabili per un indispensabile controllo di conformità. Non ci si assume alcuna responsabilità per danni od altri inconvenienti che derivassero dall'inosservanza di quanto sopra e delle altre avvertenze riportate.

Le Ditte Fornitrici delle macchine "pensili", nelle loro schede di montaggio, hanno generalmente previsto il fissaggio delle stesse mediante profilati metallici dotati di numerosi ancoraggi al solaio superiore. Poiché la conseguenza di tale soluzione, adottata nel progetto strutturale definitivo, è stata quella di dover prevedere rinforzi generalizzati dei solai esistenti mediante fibre di carbonio, il RUP della Concedente ha richiesto che nel progetto esecutivo si prevedessero, in sostituzione, sistemi di travi metalliche fissate ai soli pilastri esistenti. Tale soluzione, adottata nel presente progetto esecutivo, comporta che, date le luci in essere, ad avviso dello scrivente progettista, il fattore limitante nel dimensionamento delle travi sia quello della "freccia limite", al fine di evitare possibili inconvenienti nel funzionamento dell'attrezzatura derivanti da eccessive oscillazioni delle parti mobili. In assenza di qualsiasi indicazione da parte delle Ditte Fornitrici circa la massima "deformabilità" accettabile, si è ipotizzato di limitare adeguatamente la massima deformazione in esercizio (e quindi in campo elastico) per effetto dei carichi appesi (questi desunti dalle schede delle Ditte e riportati sulle planimetrie di progetto strutturale). I valori delle varie frecce calcolate per ogni macchina sono pure riportati sulle planimetrie e, in sede di verifica, dovranno essere accettati come ammissibili da parte delle Ditte installatrici, che dovrà verificare anche la corrispondenza e correttezza dei carichi delle macchine previsti. Si precisa altresì che le strutture sono state progettate con l'intento di creare una sorta di sistema "componibile" standardizzato e a monoprofilo (HEA 240), allo scopo di rendere la costruzione rapida, organizzata ed adattabile ad eventuali variate necessità future.

Si riportano in **all. 4** le verifiche di dimensionamento delle varie travi.

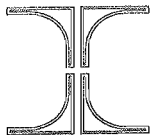
**NON OGGETTO DI
DERIVATO**

5.2 Opere di cui al par. 2, lettera b (Nuovo bunker per cobalto terapia)

Trattasi di interventi connessi alla realizzazione di un volume esterno adiacente ma non strutturalmente connesso al fabbricato esistente (zona "blocco" 14), destinato all'alloggiamento di attrezzature per la cobalto terapia, che sarà costituito da pareti monolitiche in c.a. con prevalente funzione di protezione dalle radiazioni, di spessore pari a circa un metro, spessore specificatamente quantificato dall'"esperto qualificato" nominato dall'A.O., sulla base dei dati allo stesso forniti dal "Datore di Lavoro", ai sensi dell'art. 61, comma 2, del D.Lgs. 17 marzo 1995 n. 230 "Attuazione delle Direttive Euratom in materia di radiazioni ionizzanti".

Innanzitutto si può affermare che, trattandosi di struttura completamente indipendente da quella esistente, essa sarà dimensionata, ai fini normativi, come una struttura completamente nuova e secondo quanto previsto dal già citato "Testo Unico" di cui al D.M. 14 settembre 2005.





Giova poi rilevare che la realizzazione di tale volume esterno risulta già prevista (sia pure come mera previsione di “attacco” delle riprese di armatura) nel progetto strutturale delle opere complementari in corso di realizzazione (Denuncia B), tant'è che il dimensionamento dei diaframmi costituenti le pareti verticali del sottostante “cunicolo”, almeno per i carichi verticali, ne tiene conto in quanto risulterebbero già realizzati a profondità maggiorata (mt. - 20.50 dal piano 0.00) proprio per sostenere tale rilevante incremento di carico, stimabile, per solo peso proprio della struttura in c.a., pari a circa 1.000-1.500 tonnellate.

Al fine di garantire la resistenza all'azione sismica orizzontale si sono previsti tiranti “passivi”, calcolati reagenti sia a trazione che a compressione, la cui verifica è riportata in **all. 5** unitamente alle prescrizioni per l'esecuzione della prova di progetto (art.7.3.3.3 D.M. 14/09/2005).

Così facendo il “bunker” sarà sostenuto dalle paratie già realizzate (pareti del cunicolo) per quanto riguarda l'azione del peso mentre, in caso di sisma, l'azione orizzontale da ciò derivante sarà prevalentemente assorbita dai nuovi “tiranti antisismici” allo scopo predisposti.

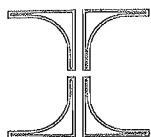
Ai lati di tale struttura monolitica sono previste due porzioni di ampliamento del fabbricato esistente, che saranno solidarizzate al bunker, che costituirà quindi il nucleo di controventatura delle stesse, anche per l'impossibilità di realizzare tradizionali controventi verticali. Tali porzioni utilizzeranno, dopo opportuna verifica, come solai del piano terra i solai predalles di copertura del cunicolo interrato, in corso di realizzazione secondo progetto sviluppato da altro progettista.

Il disegno della struttura metallica di tali due porzioni di ampliamento laterali per tali nuovi volumi è stato fortemente condizionato dalla necessità di realizzare una copertura priva di pilastri interni intermedi, così da garantire la massima flessibilità distributiva interna.

Pertanto, per realizzare in maniera strutturalmente indipendente tali volumi si è prevista la realizzazione di una struttura metallica a portali incastrati alla base (struttura con ridotti tempi di esecuzione in cantiere), sorretti dai diaframmi esistenti per i quali andrà opportunamente modificata, da altro progettista, la trave di coronamento esistente.

Si allega (vedi **all. 6**) il modello a elementi finiti adottato per il calcolo, illustrante le ipotesi adottate e le sollecitazioni e deformazioni risultanti, nonché il modello adottato per il calcolo delle connessioni alla base dei pilastri (vedi **all. 7**).





5.3 Opere di cui al par. 2, lettera c (Sala interrata per vasche decadimento)

Trattasi di una struttura completamente interrata, posta all'esterno dell'edificio esistente, non ad esso strutturalmente collegata, e pertanto dimensionata come struttura completamente nuova ed indipendente ai sensi del T.U. di cui al D.M. 14 settembre 2005.

La sala interrata destinata ad ospitare le vasche di decadimento dei liquidi radiologici verrà realizzata, in analogia a quanto già previsto in altra parte del progetto per i cunicoli sotterranei, mediante paratie in c.a. di lunghezza pari a dodici metri, in cima alle quali verrà realizzata la trave di coronamento e ripartizione, sezione 50 per 100 cm di altezza, atta anche a fungere da appoggio al solaio a predalles di copertura.

In apposito separato comparto è stata previsto un vano scala, così da consentire un accesso indipendente ed in sicurezza al personale di manutenzione e controllo, nonché per consentire l'introduzione e la movimentazione delle apparecchiature, ad eccezione di quelle di grosse dimensioni (serbatoi), per i quali è stata prevista una botola di rilevanti dimensioni in sommità della copertura. In considerazione del fatto che la testata fuori terra di accesso alla scala non poteva essere coperta per motivi architettonici e di vicinanza con il fabbricato esistente, il vano scala è risultato a cielo aperto, per cui verrà previsto a livello impiantistico un sistema di pompaggio con alimentazione di emergenza per fare fronte all'evacuazione delle acque di pioggia.

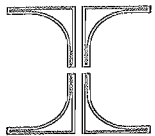
Poiché per circa metà larghezza la vasca sarà ubicata al di sotto della strada interna di collegamento percorsa dai mezzi di soccorso dei Vigili del Fuoco, il cui peso è pari ad almeno 20 tonnellate, 8 sull'asse anteriore, 12 sull'asse posteriore, passo 4,00 metri (art. 2.3 D.M. 18 settembre 2002), il solaio a predalles sarà in tali parti privo dei blocchi di alleggerimento, così da poter resistere a tale rilevante carico.

In considerazione della notevole spinta orizzontale derivante sulle paratie dai carichi mobili sopra indicati e dalla altezza interna della sala (circa cinque metri), i diaframmi risultano particolarmente sollecitati, così come la platea di base, soggetta alla sottospinta idrostatica pari a circa sei metri di colonna d'acqua. Per contrastare meglio tale sottospinta si è realizzata una forma tale da consentire il funzionamento a piastra della platea, che verrà peraltro ancorata ai diaframmi mediante una serie di connettori di acciaio solidarizzati con resine epossidiche. La tenuta alle infiltrazioni d'acqua sarà garantita dalla presenza di cordoni espansivi bentonitici, questi meglio descritti nel progetto edilizio.

Si riporta in **all. 8** la verifica al galleggiamento effettuata. Si allega inoltre (vedi **all. 9**) il modello a elementi finiti adottato per il calcolo, illustrante le ipotesi adottate e le sollecitazioni e deformazioni risultanti, nonché (vedi **all. 10**) la verifica dei diaframmi a sbalzo durante la fase transitoria di massimo scavo (presidiata da tiranti provvisori ancorati al sistema di fondazioni esistenti).

Da ultimo si rileva che per tale sala interrata non sono state fornite indicazioni di radioprotezione.





**6. ALLEGATO 1: Verbale integrativo del 15/04/2008 del
Collaudatore ing. Andrea Benedetti**



LAVORI DI REALIZZAZIONE DEL CORPO PRINCIPALE DEL NUOVO
POLO OSPEDALIERO DI CONA DI PROPRIETA' DELL'AZIENDA
OSPEDALIERA UNIVERSITARIA DI FERRARA

Concessione edilizia rilasciata dal Sindaco di Ferrara. Con P.G.

1049/16959/95 -- P.T. 342/7963/95 in data 21.04.1995

VERBALE INTEGRATIVO

di collaudo delle opere strutturali ai sensi della L. n°1086 del 05-11-1971.

Con riferimento alle opere strutturali in oggetto, è stato ottemperato l'art. 4 della legge 1086 del 05-11-1971 con denuncia relativa alle parti strutturali in conglomerato cementizio armato normale e precompresso, effettuata in data 25-10-1996, alla Regione Emilia Romagna, Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali di Ferrara, prot. 8289/96. Sono state inoltre depositate due integrazioni: la prima, depositata in data 10/08/1998 allo stesso prot. 8289/96 della pratica originale presso il Servizio Provinciale Difesa del Suolo Risorse Idriche e Forestali sede di Ferrara (ex Genio Civile) conteneva la variante delle strutture delle Sale Operatorie; la seconda integrazione depositata in data 31/08/2004 con prot. 4392 presso il Comune di Ferrara ha riguardato il blocco del nuovo Pronto Soccorso.

Facendo quindi seguito a quanto previsto dalla legge sopra richiamata, il sottoscritto prof. ing. Andrea Benedetti, libero professionista, iscritto all'Albo degli Ingegneri della provincia di Bologna al n° 3605, residente a Bologna in via Giacobbi 5, ad integrazione del collaudo già effettuato in data 10/01/2005, ha provveduto a far eseguire una prova integrativa sulla soletta al piano terra, in ordine alla quale riferisce con il presente verbale quanto segue:



CRITERI DI CALCOLO

Dalle relazioni tecniche illustrative e di calcolo esibite dai Progettisti delle strutture di calcestruzzo, si rileva che sono stati fissati i valori di progetto dei materiali, dei carichi permanenti e dei carichi accidentali, arrivando infine ai seguenti dati di dimensionamento:

- **Materiali:**

Calcestruzzo:

- Completamento in opera R_{ck} 30 Mpa

Acciaio per cemento armato:

- acciaio in barre ad aderenza migliorata Fe B 44 K

- **Carichi:** le intensità previste per i carichi sono relative all'impiego dell'impalcato in questione per realizzare unità mediche nelle quali sono presenti macchinari con peso unitario non superiore a 40 kN e carico specifico trasmesso dal singolo piedino non superiore a 10 kN.

VERIFICHE

In data 19 febbraio 2008 è stata effettuata dalla Società elletipi S.p.A. una prova di carico concentrata nel piano terra sulla soletta in oggetto. La scelta e la disposizione dei carichi, nonché la modalità di rilevazione ed i punti di misura sono stati preventivamente concordati con il sottoscritto.

La citata prova di carico è avvenuta alla presenza del Direttore dei Lavori e del Geom. Alvisi dell'impresa CMB.

I risultati di tale prova sono riportati nel certificato emesso dal Laboratorio elletipi S.p.A. con sede a Ferrara, in Via Annibale Zucchini n. 69. In particolare si sono raggiunti carichi di 80 kN, su una piastra di dimensioni $2 \times 2 \text{ m}^2$, ottenendo un carico di collaudo doppio di quello di progetto.



Al presente certificato di collaudo è allegata:

- Relazione Tecnica relativa alla Prova di carico statico su una porzione di soletta a quota 0.000 m nel Blocco 14 del nuovo Ospedale di Cona (Fe) eseguita in data 19/02/2008 e analizzata dal laboratorio prove Elletipi s.r.l.

Dai documenti che verbalizza la prova in sito e di laboratorio svolte, si evince che i valori meccanici dei materiali sono compatibili con quelli previsti in sede di progetto e che la soletta in oggetto è in grado di sostenere senza alcun danno le macchine previste. Infine, le prove di carico condotte hanno fornito valori dei cedimenti compatibili con l'utilizzo dei macchinari in questione, e deformazioni residue nei limiti di Norma.

CONCLUSIONI

Tutto ciò premesso, e considerato quanto segue:

il sottoscritto ingegnere collaudatore dichiara collaudabile la soletta in questione, ed in effetti

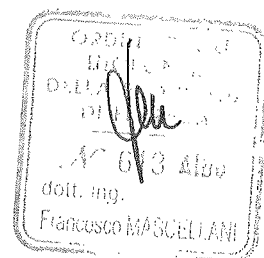
CON IL PRESENTE ATTO COLLAUDA

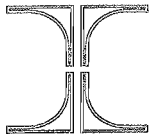
la stessa di cui all'oggetto ad integrazione del collaudo generale effettuato in data 10 gennaio 2005.

Allo scopo dichiara di essere iscritto all'Albo degli ingegneri della Provincia di Bologna da più di 10 anni, e di non aver preso parte alcuna nella progettazione e nella direzione lavori dell'opera.

Bologna, 15 aprile 2008

Il Collaudatore
(prof. ing. Andrea Benedetti)





8. ALLEGATO 3: Relazione rinforzi strutturali in fibra di carbonio



Allego proposta per il rinforzo dei solai, resto a disposizione per chiarimenti e/o approfondimenti.
Saluti.

Rinforzo lastre predalles - Relazione preliminare

1. Premessa

La seguente relazione è basata sulle indicazioni ricevute il 05/02/2008 e le assunzioni nel seguito presentate. Si raccomanda di verificare la corrispondenza delle assunzioni presentate con la reale situazione in situ. La presente relazione ha un contenuto preliminare al solo scopo di indirizzare il destinatario della presente alla risoluzione delle problematiche tecnico-scientifiche e alla quantificazione di massima dei rinforzi necessari. Il modello di calcolo impiegato è tarato su risultanze sperimentali di campioni simili rinforzati con MBrace ed MBar distribuiti in Italia da MAC - BASF Treviso

2. La situazione attuale

Gli elementi oggetto di questa relazione sono le lastre predalles del solaio del piano rialzato di un ospedale in fase di realizzazione, che, in seguito ad un incremento dei carichi, necessitano di rinforzo.

In Tab. 1 sono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti fornite dal progettista.

Tab. 1 – Proprietà meccaniche dei materiali coinvolti, valori negativi indicano compressione

Materiale	Modulo elastico E [GPa]	Resistenza caratt. f_k [Mpa]	Resistenza ultima. f_u [Mpa]
Cls	20	-25	-13
Acciaio FeB 44 k	200	430	370

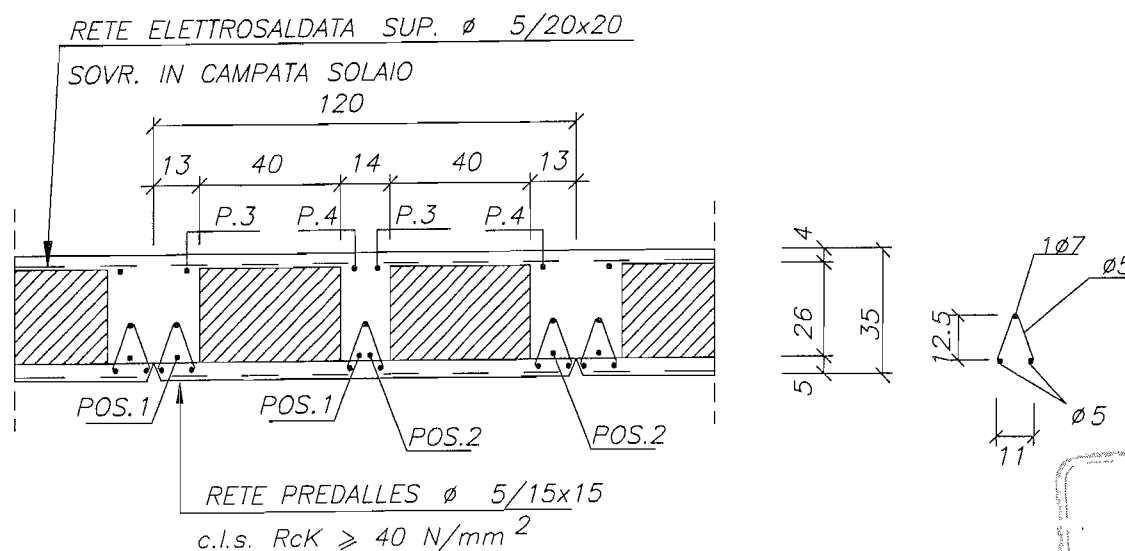


Fig. 1 – Sezione tipo della singola lastra

I carichi del progetto originale sono:

- peso proprio solaio: 550 daN/mq

○ pavimento + sottofondo:	100 daN/mq
○ controsoffitto:	30 daN/mq
○ tramezze:	100 daN/mq
○ sovr. utile	350 daN/mq
○	-----
TOTALE	1.130 daN/mq

La struttura risulta essere al grezzo, non sono cioè presenti i sovraccarichi permanenti ed accidentali.

3. Rinforzo proposto

Sono previste 6 nuove combinazioni di carico, che non si combinano mai tra di loro. Si riassumo in Tab. 2.

Combinazione	Nuovi Accidentali	Note
1	2.0 kN/mq unif. distribuito	= =
2	4.0 kN/mq unif. distribuito	= =
3	6.0 kN/mq unif. distribuito	= =
4	7.0kN impronta 20x20cm	Applicato al centro del campo tipo
5	20.0kN impronta 150x150cm	Applicato al centro del campo tipo
6	4 carichi da 10KN impronta 20x20cm ai lati di un quadrato 3.0x3.0m	Da muovere nella combinazione più sfavorevole

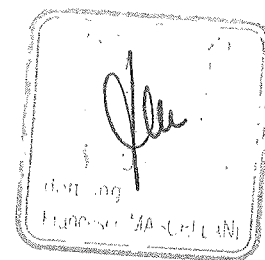
Si considerano 2 schemi statici:

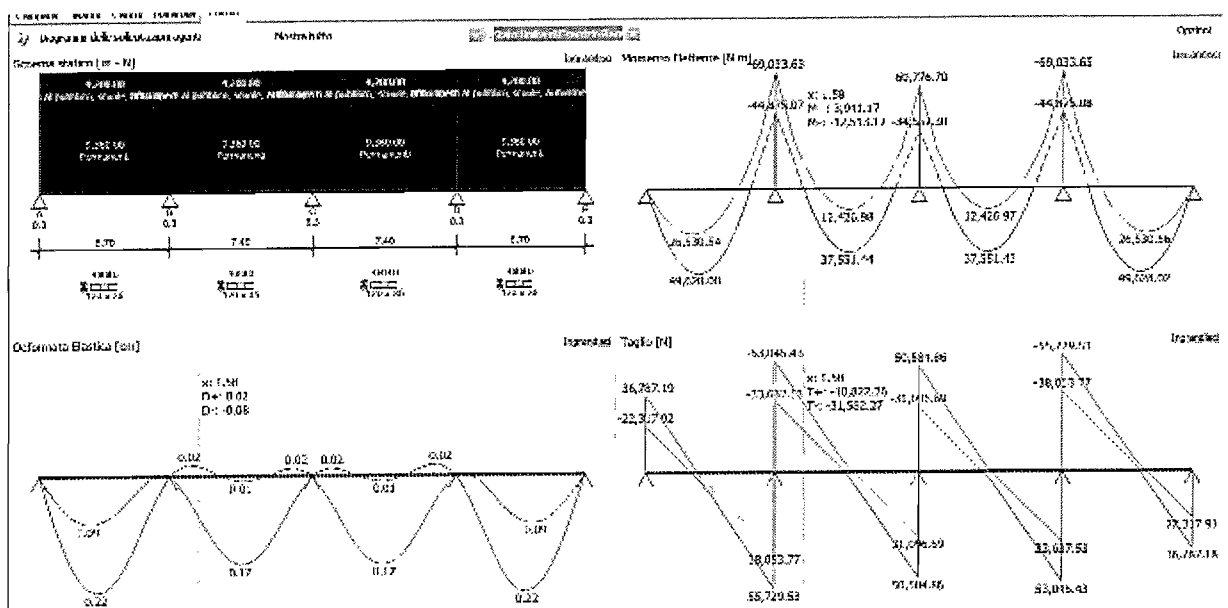
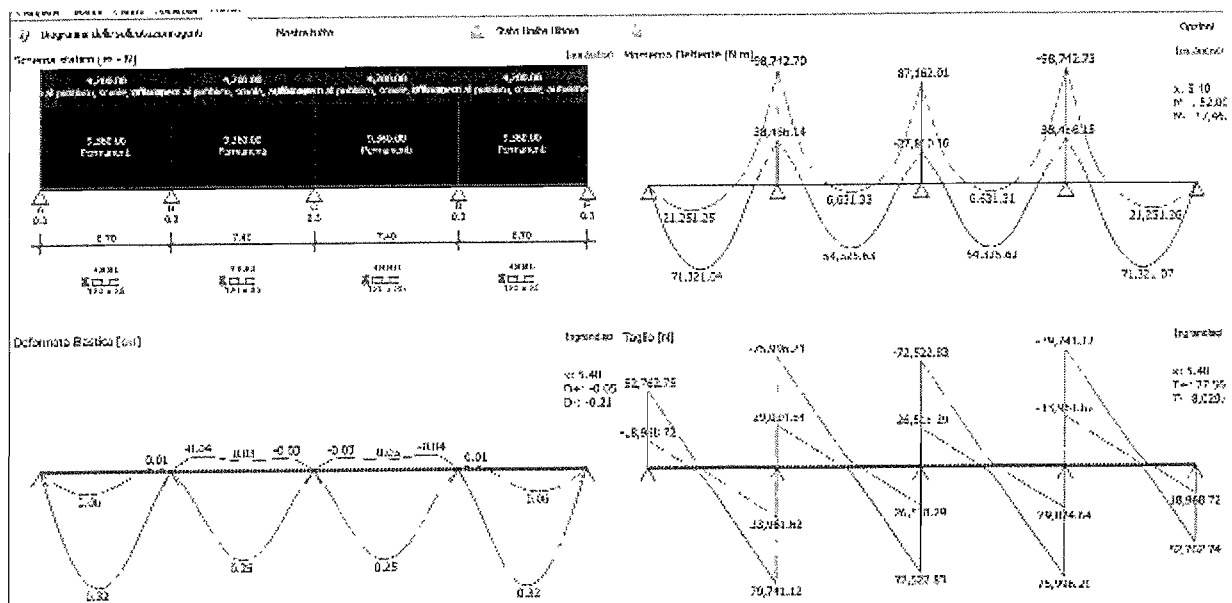
- SCHEMA A

- 4campate di luci: 6.7m, 7.4m, 7.4m e 6.7m;
- armatura tipo "a" per le campate esterne (come da tavole grafiche allegate);
- armatura tipo "b" per le campate interne (come da tavole grafiche allegate);
- armatura 4 ϕ 16 incastri tra campata "a" e "b"(come da tavole grafiche allegate);
- armatura 2 ϕ 16+2 ϕ 12 incastri tra campata "b" e "b"(come da tavole grafiche allegate).

- SCHEMA B

- 3campate di luci 6.52m, 6.25m e 6.52m;
- armatura tipo "g" per le campate esterne (come da tavole grafiche allegate);
- armatura tipo "h" per la campata interna (come da tavole grafiche allegate);
- armatura 2 ϕ 16+2 ϕ 12 incastri tra campata "g" e "g"(come da tavole grafiche allegate).





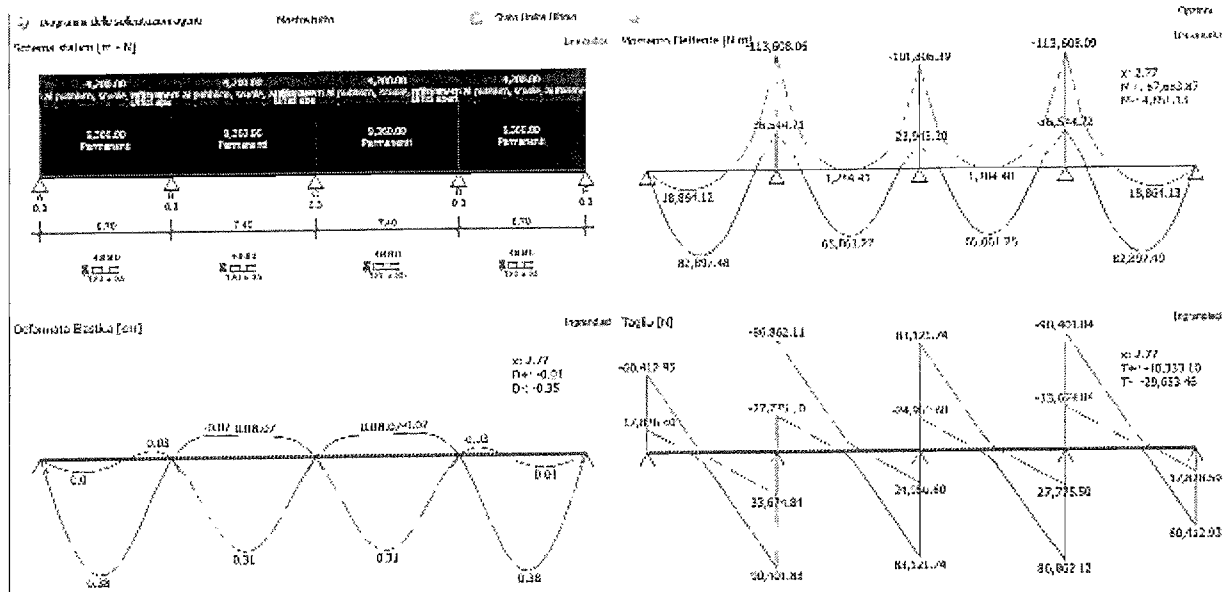


Fig. 4 – SCHEMA A - Diagramma sollecitazioni COMB. 1 SLU

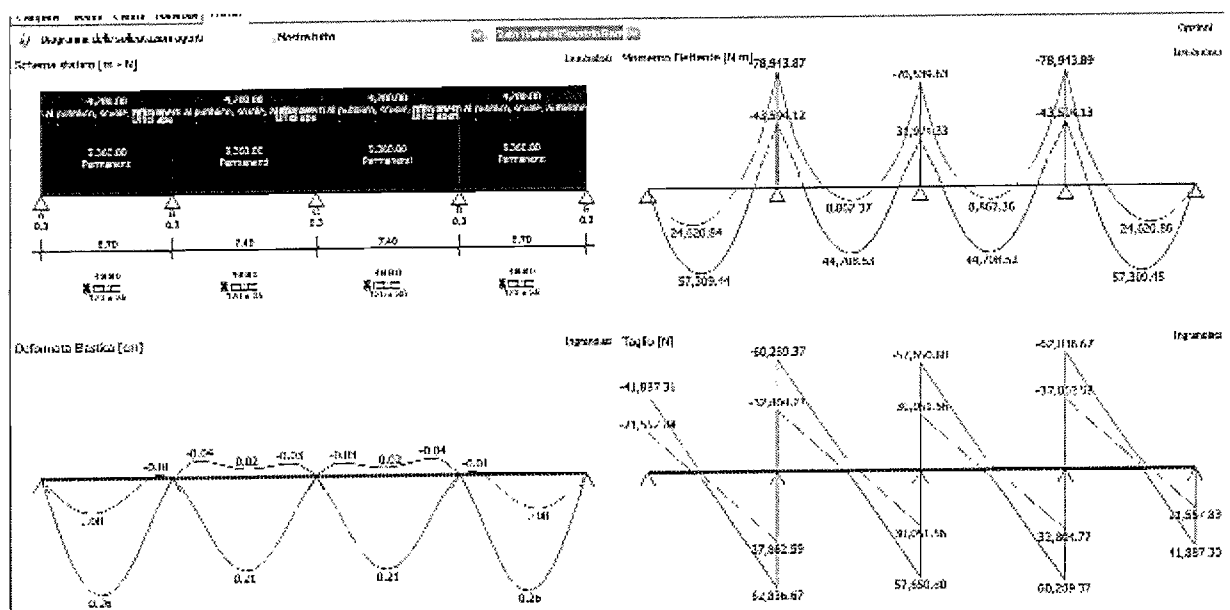


Fig. 5 – SCHEMA A - Diagramma sollecitazioni COMB. 1 SLE rara



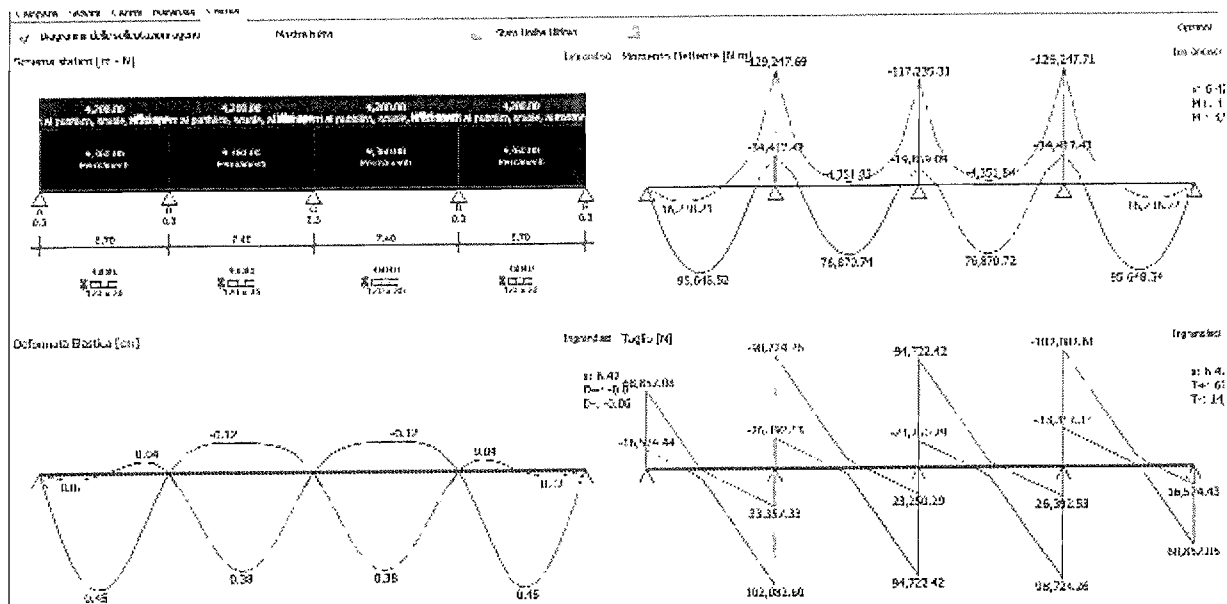


Fig. 6 – SCHEMA A - Diagramma sollecitazioni COMB. 2 SLU

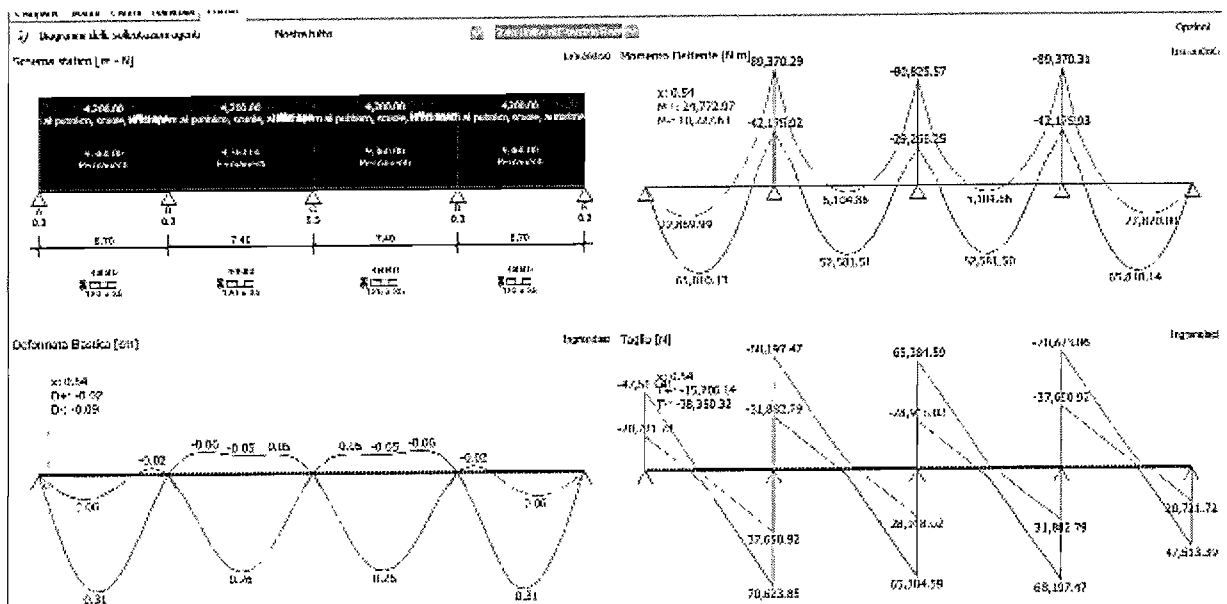
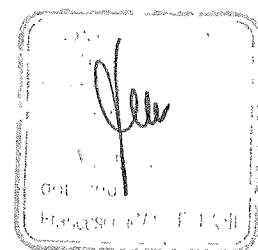
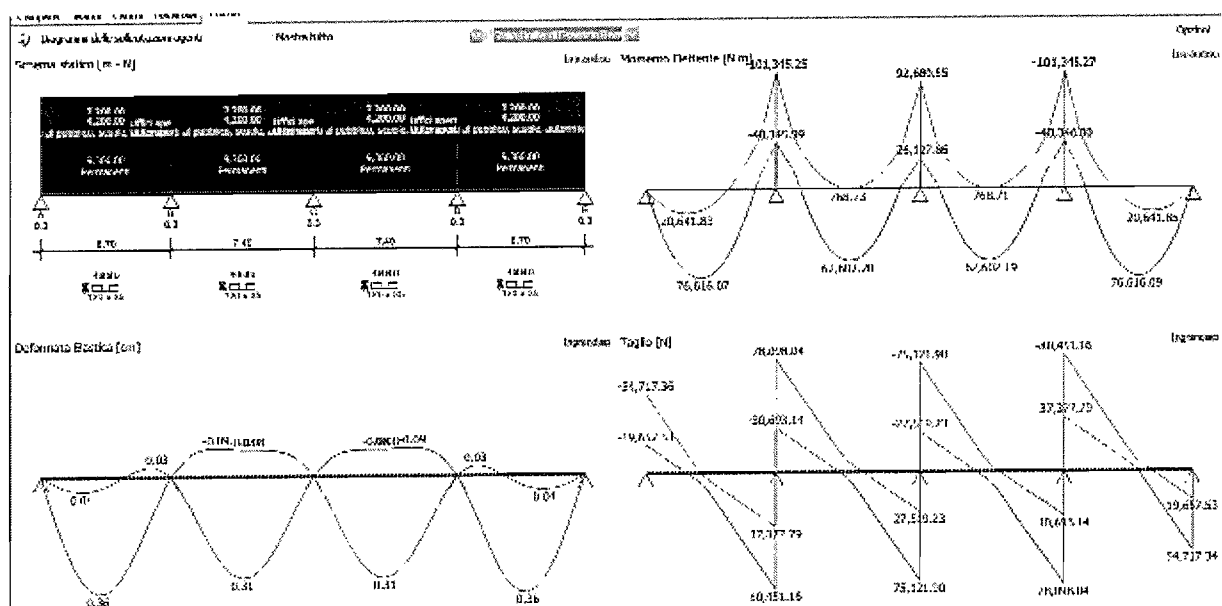
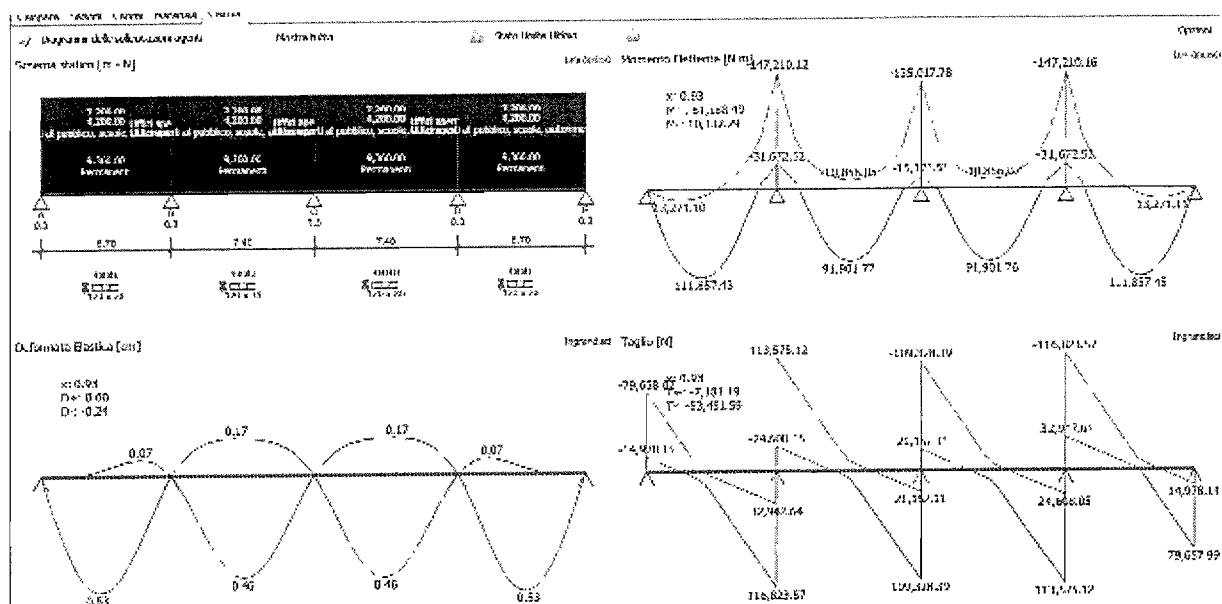


Fig. 7 – SCHEMA A - Diagramma sollecitazioni COMB. 2 SLE rara

[Signature]
Francesco MASCELLANI



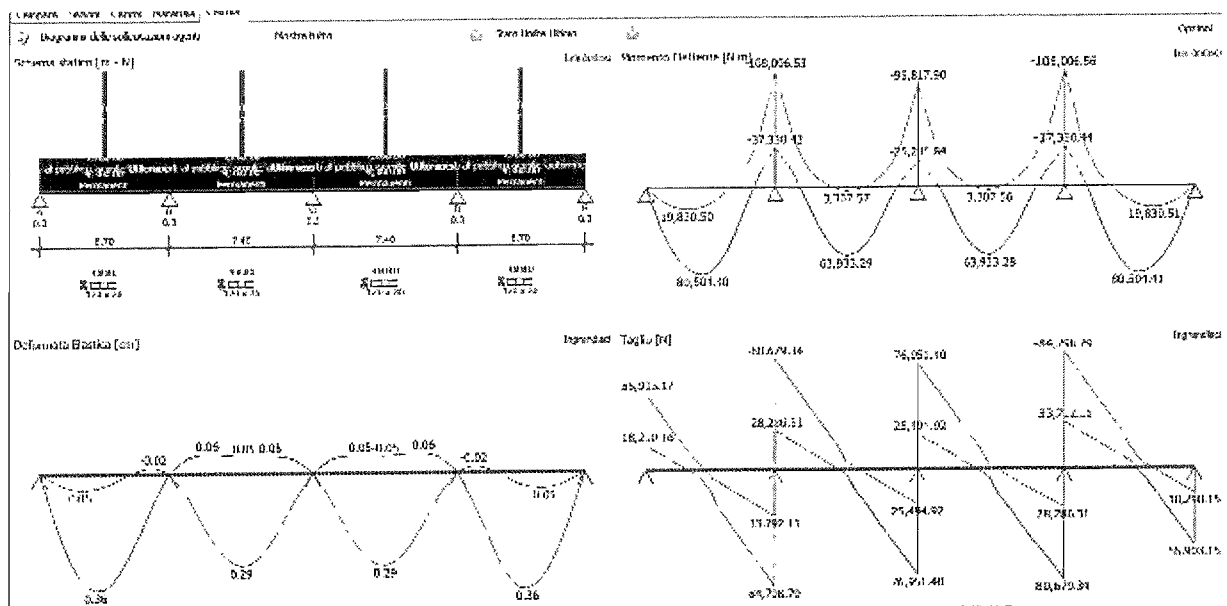


Fig. 10 – SCHEMA A - Diagramma sollecitazioni COMB. 4 SLU

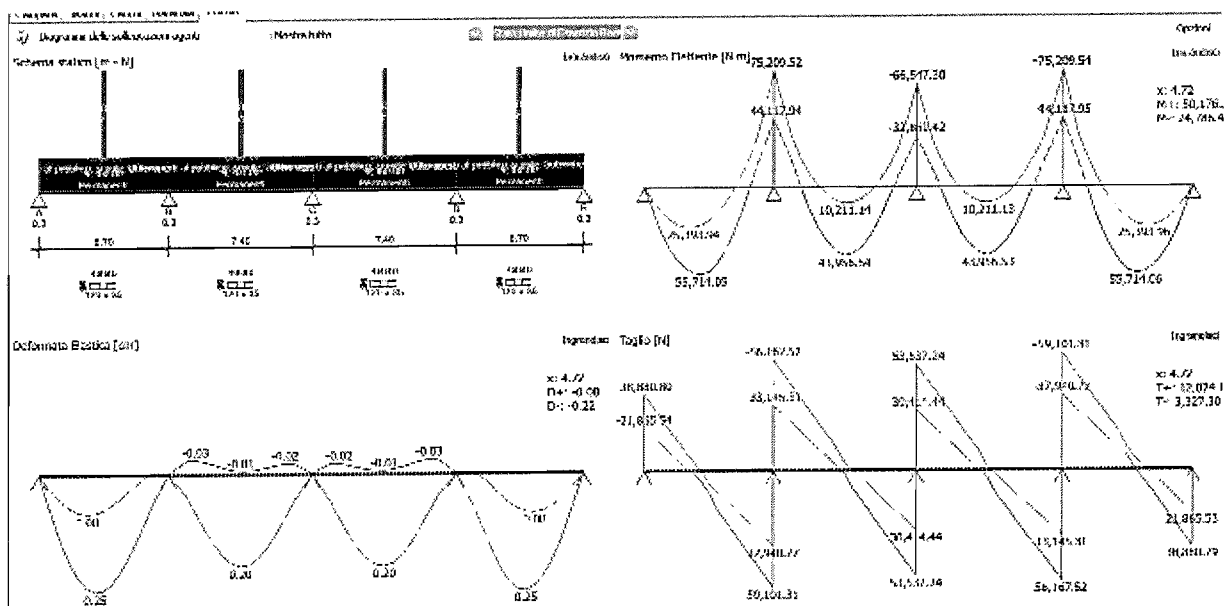


Fig. 11 – SCHEMA A - Diagramma sollecitazioni COMB. 4 SLE rara



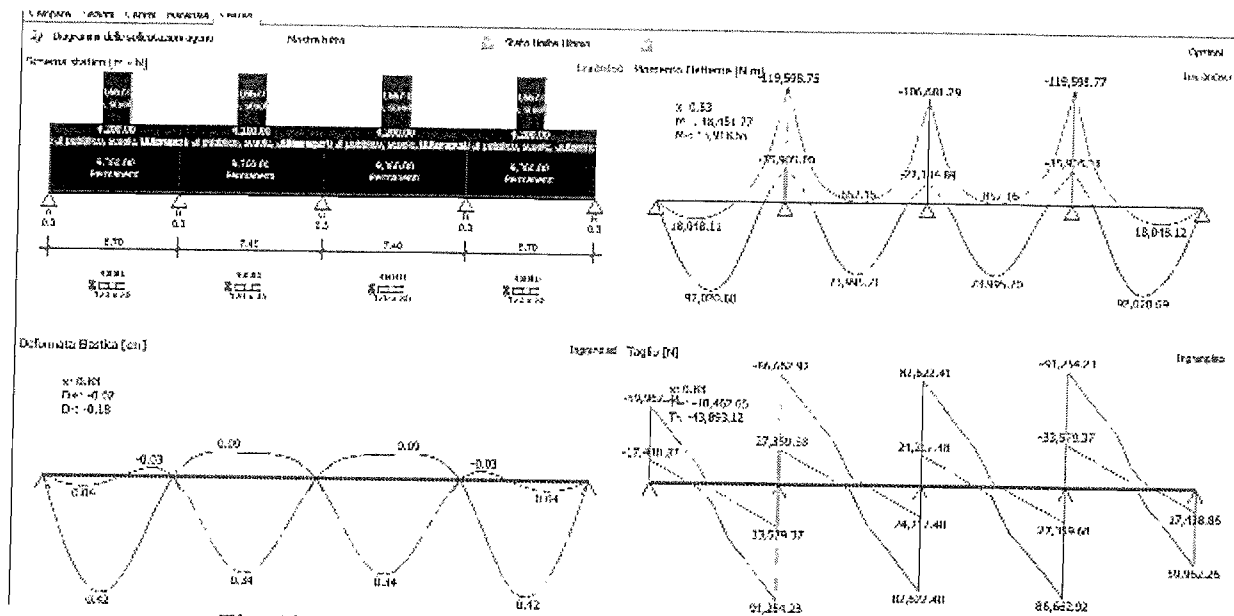


Fig. 12 - SCHEMA A - Diagramma sollecitazioni COMB. 5 SLU

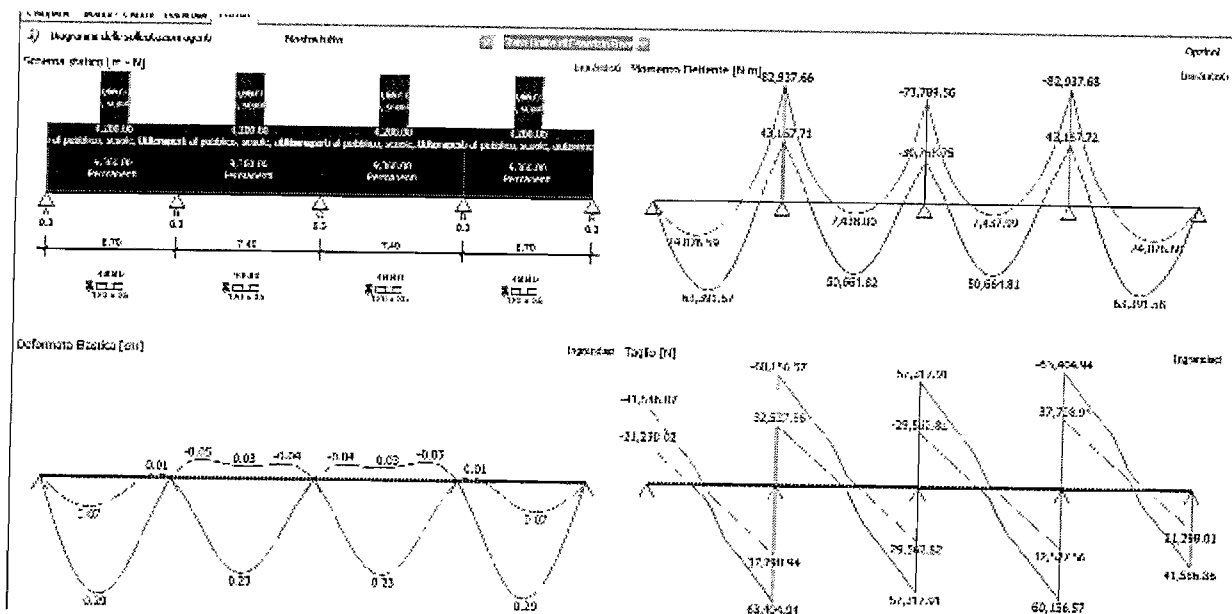
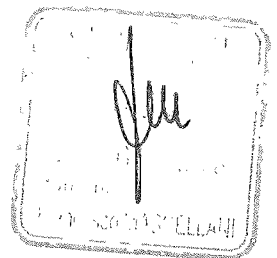
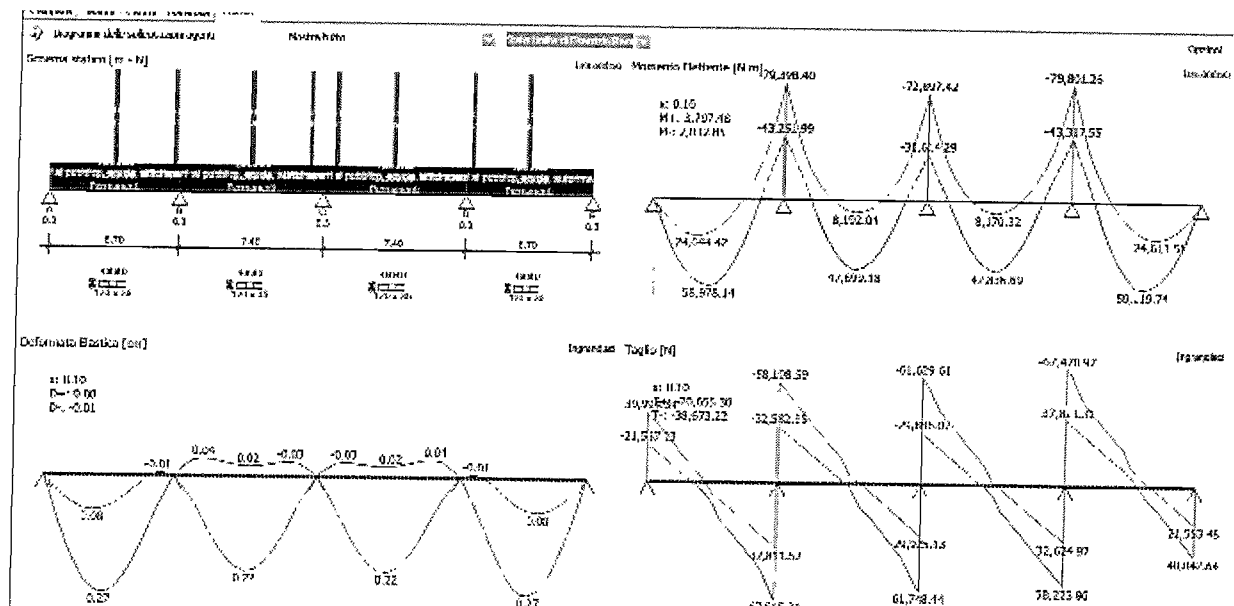
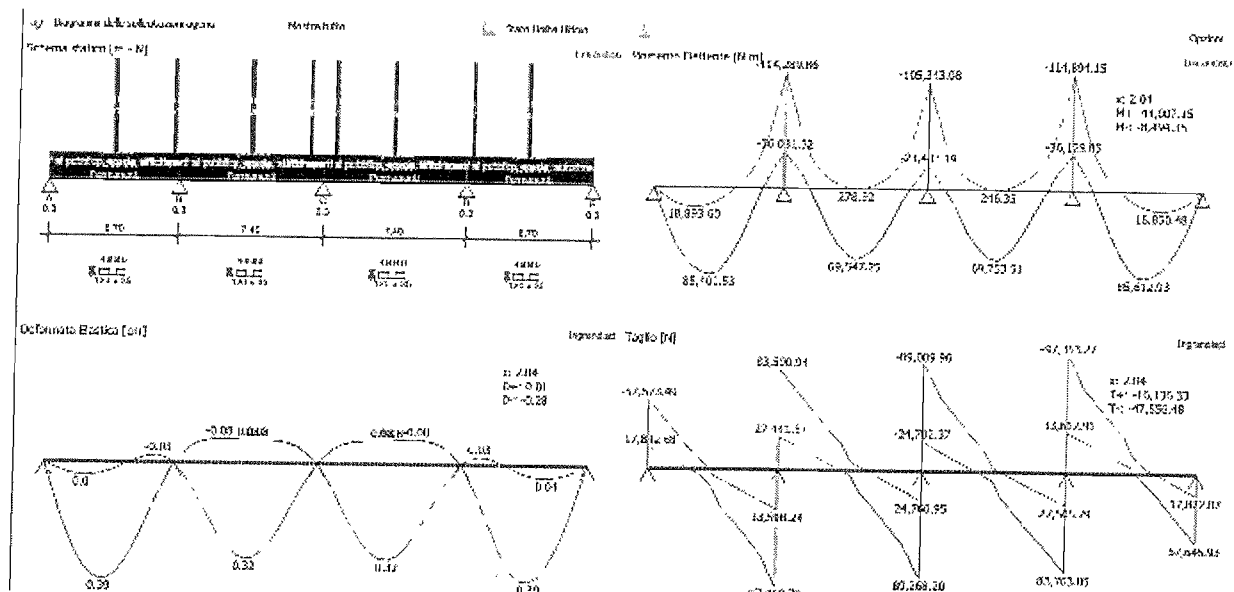


Fig. 13 - SCHEMA A - Diagramma sollecitazioni COMB. 5 SLE rara





[Handwritten signature and stamp]

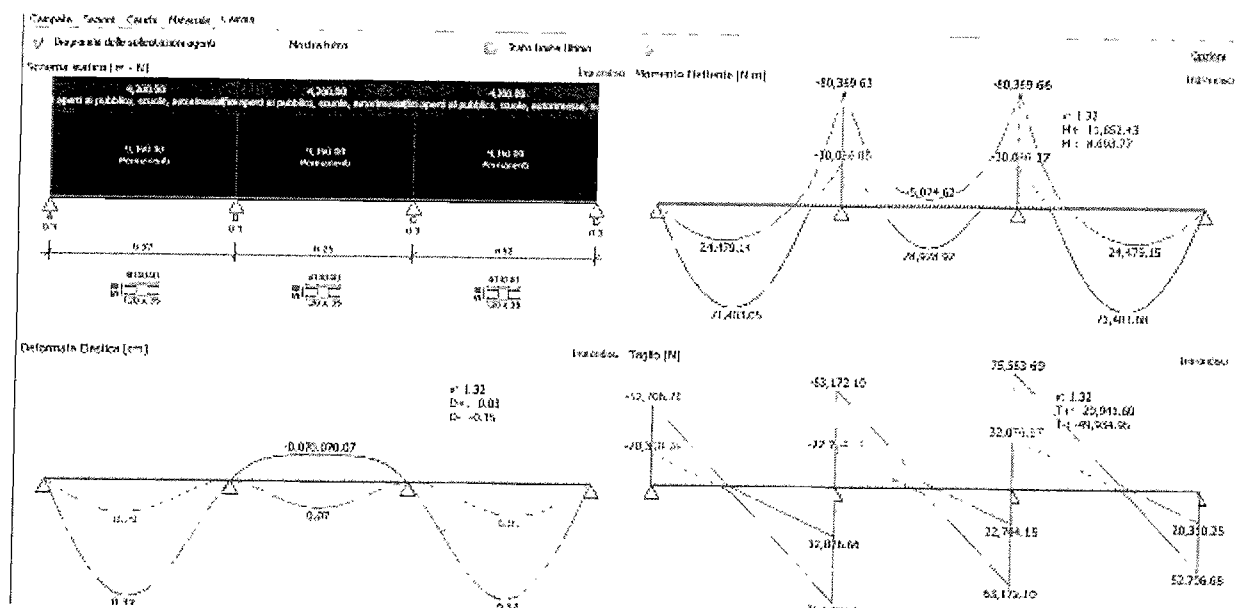


Fig. 16 - SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni progetto originale SLU

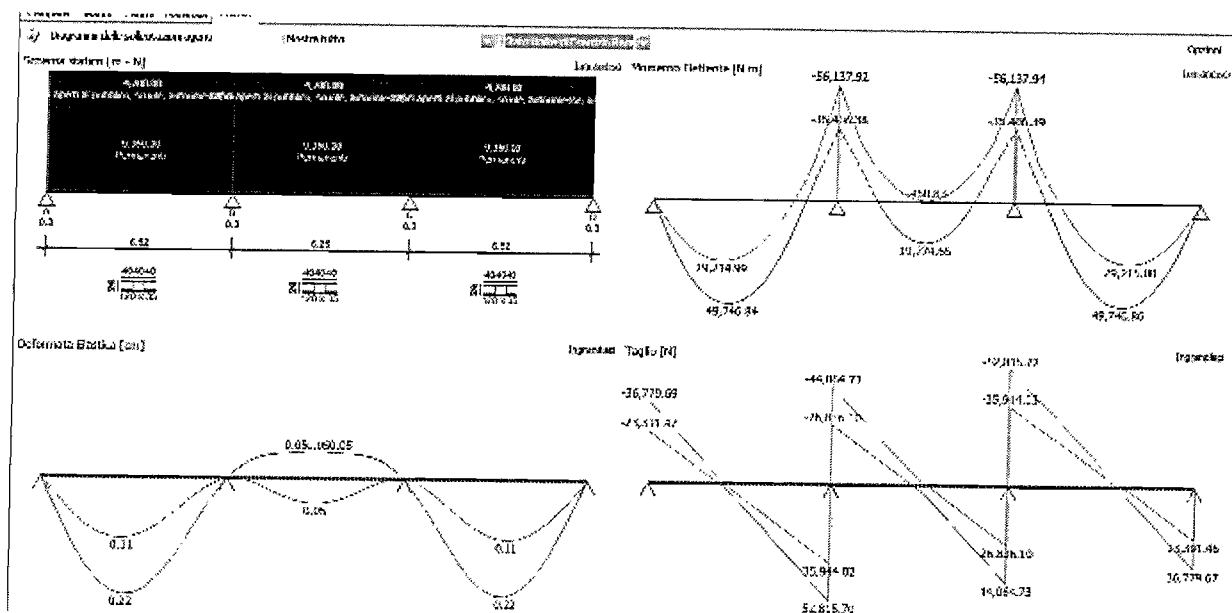


Fig. 17 - SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni progetto originale SLE rara

[Handwritten signature]
10/01/08
10/01/08

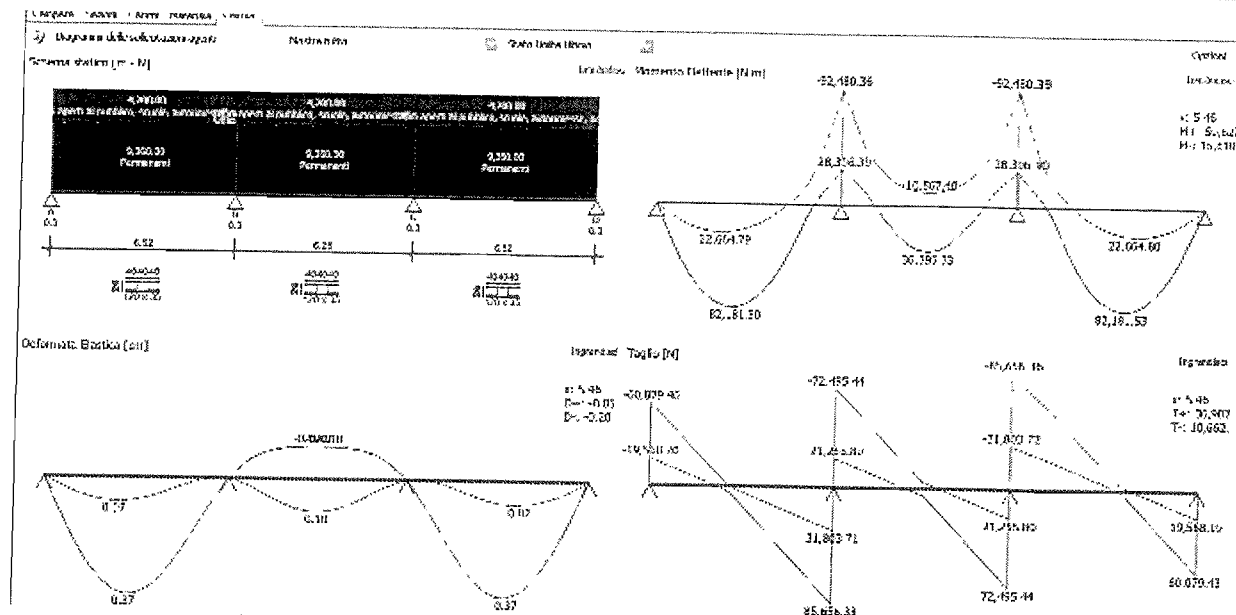


Fig. 18 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 1 SLU

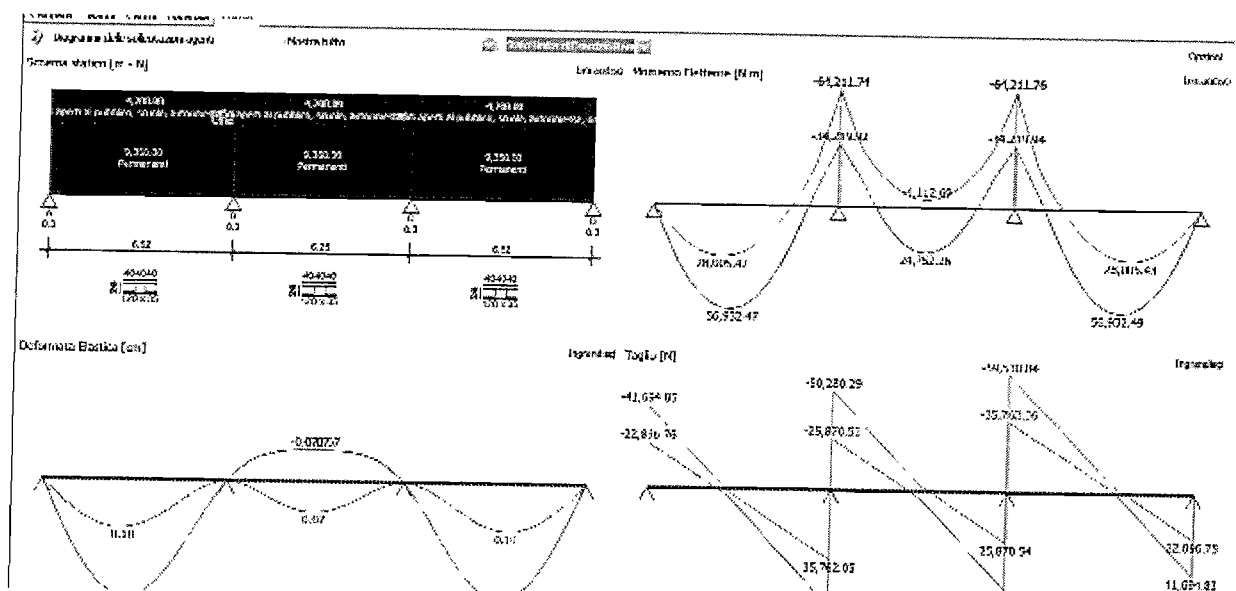
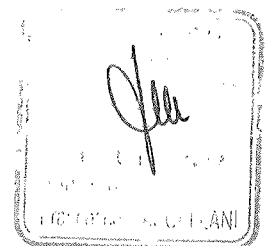
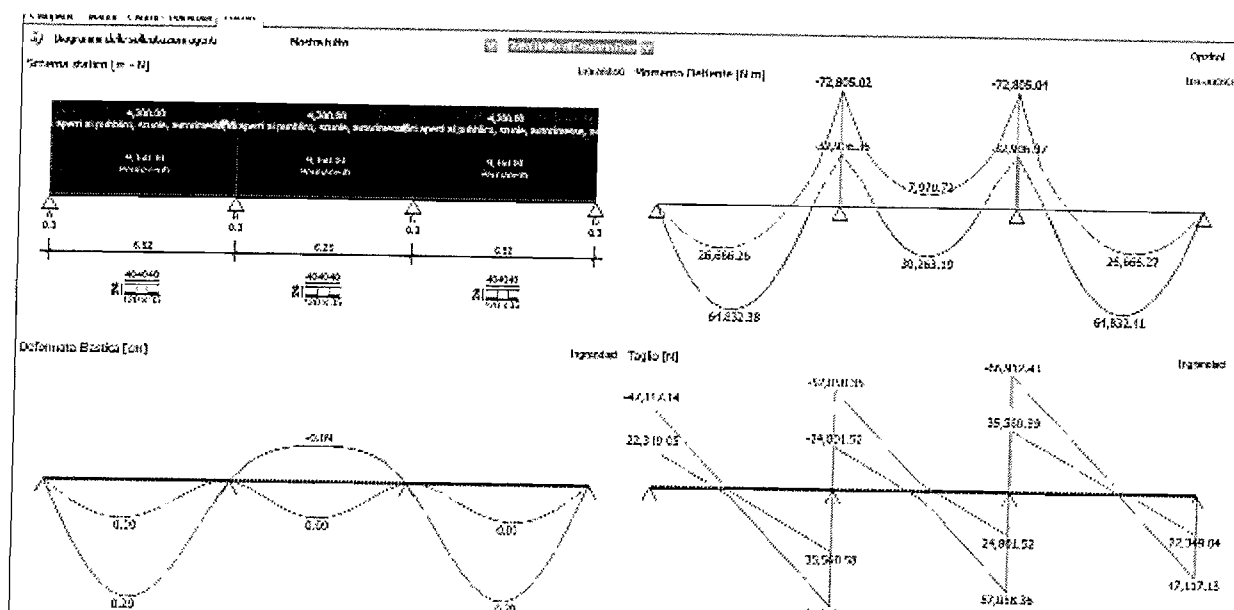
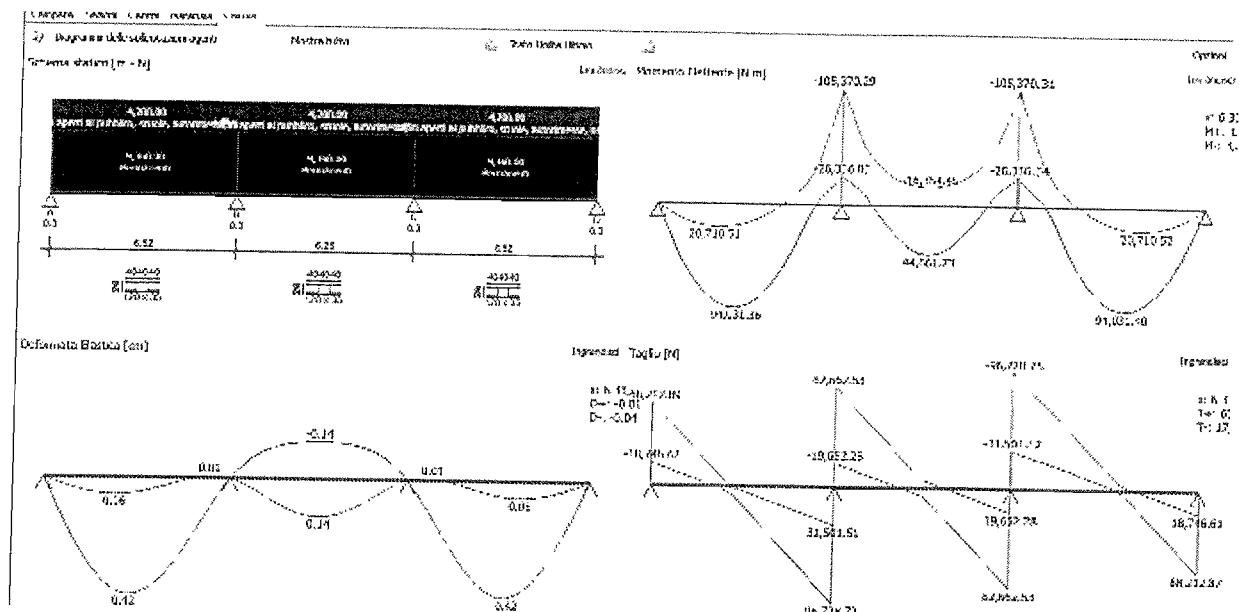


Fig. 19 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 1 SLE rara





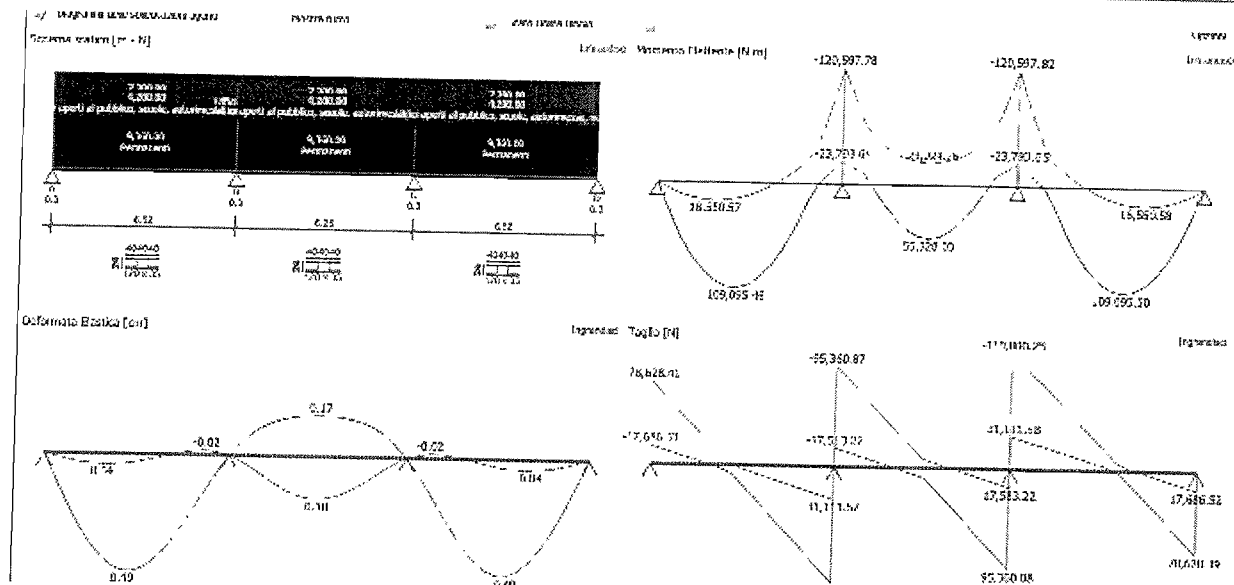


Fig. 22 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 3 SLU

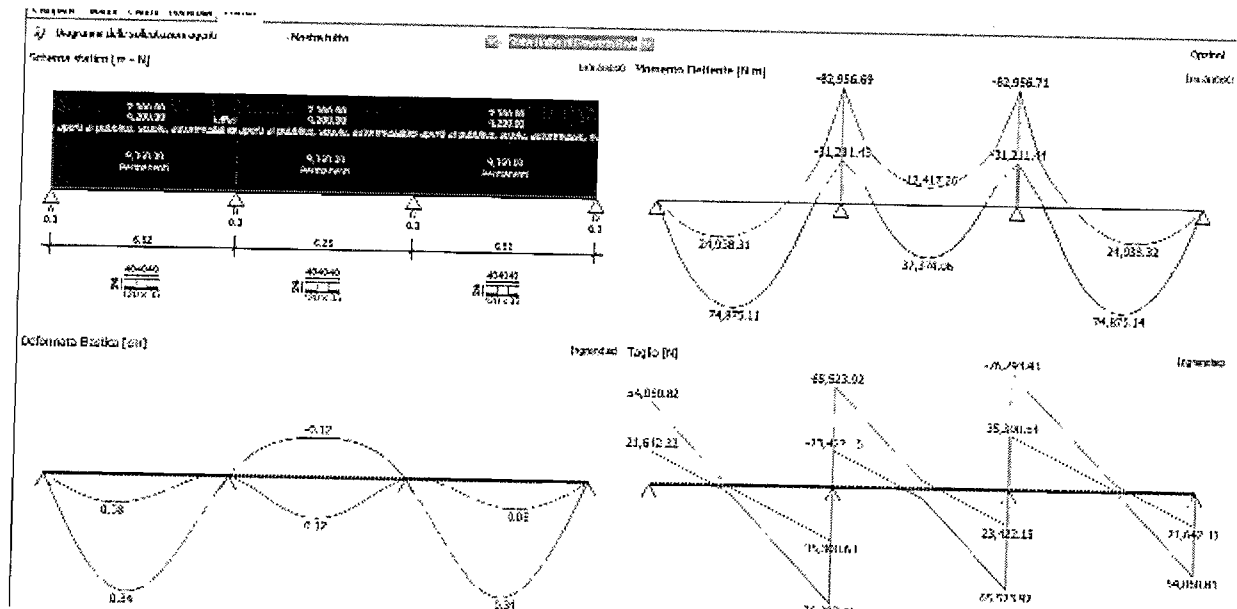


Fig. 23 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 3 SLE rara

[Handwritten signature]
ING. MARCO ARDUINI

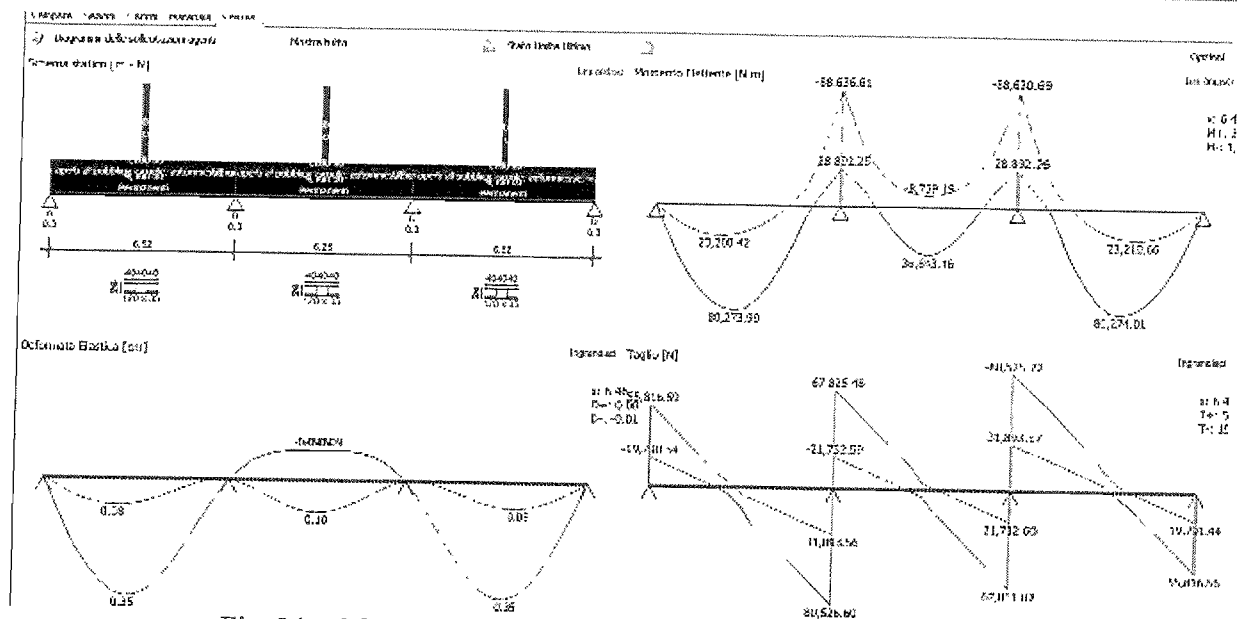


Fig. 24 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 4 SLU

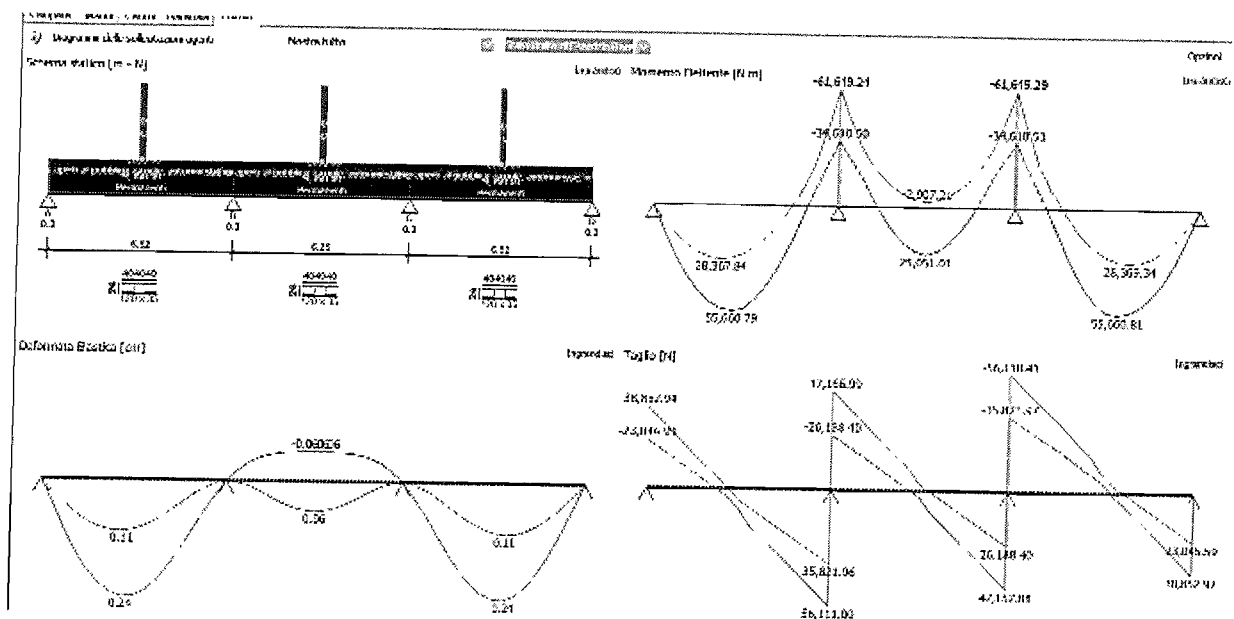


Fig. 25 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 4 SLE rara



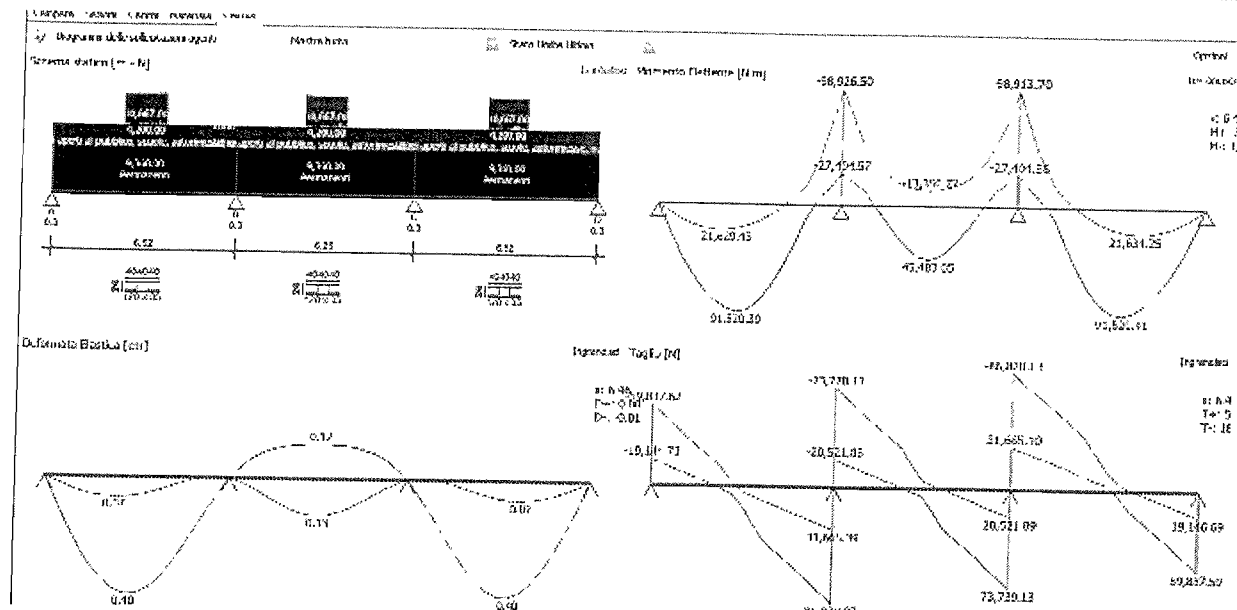


Fig. 26 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 5 SLU

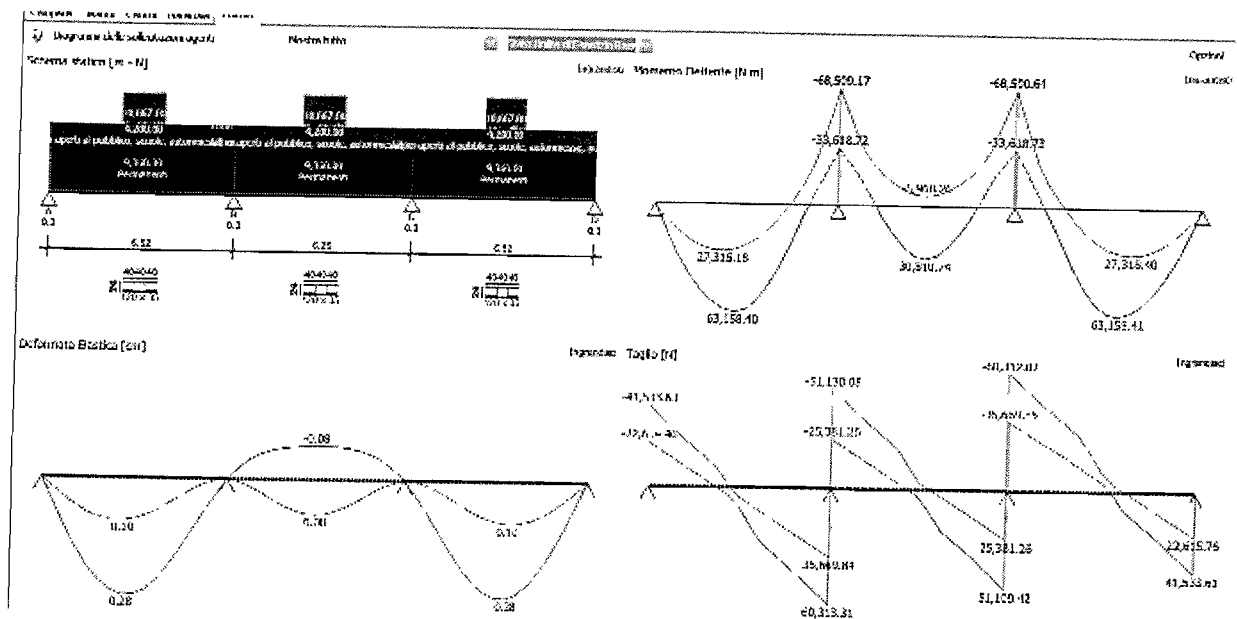


Fig. 27 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 5 SLE rara

[Handwritten signature]
14/02/2008

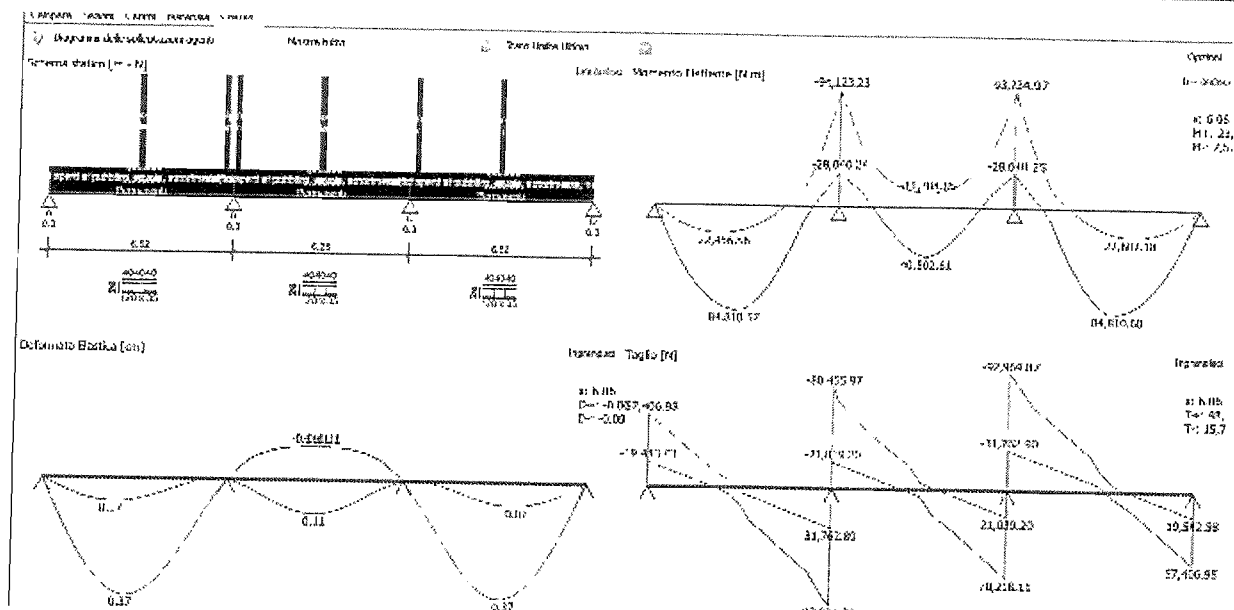


Fig. 28 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 6 SLU

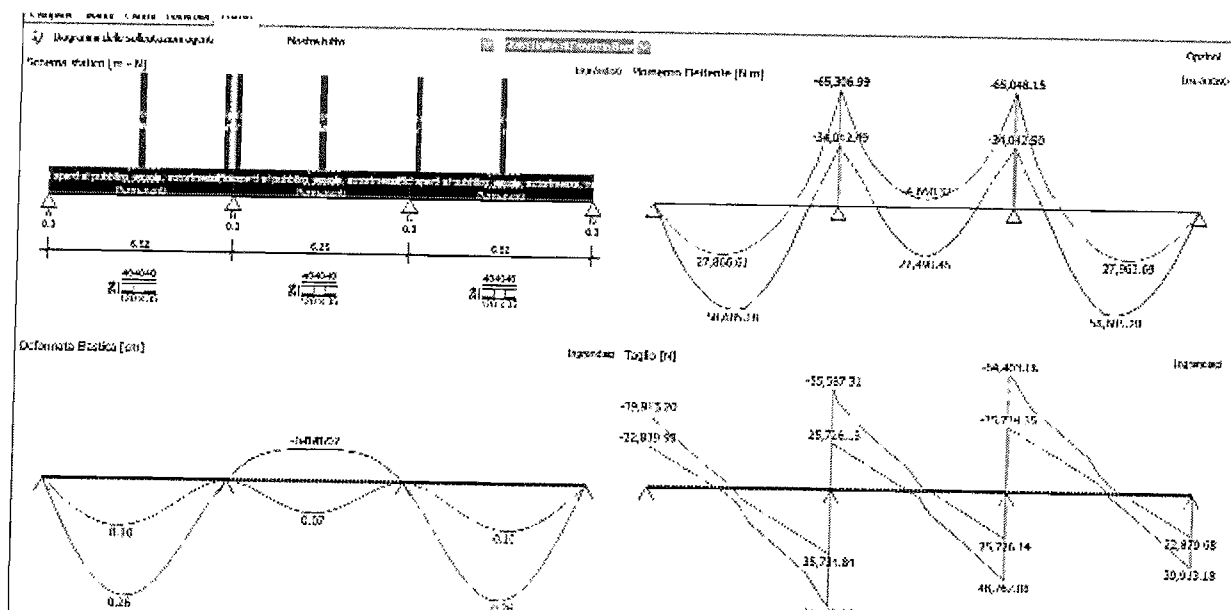


Fig. 29 – SCHEMA B - Diagramma sollecitazioni COMB. 6 SLE rara

Per incrementare la prestazione flessionale, si propone l'applicazione in zona tesa di tessuto in fibra di carbonio ad alto modulo MBrace Alto Modulo.

Per quanto riguarda il dimensionamento del rinforzo si ha:

- la tensione di lavoro ultima del tessuto, secondo il CNR DT 200/2004 è data dalla minima tra le due relazioni:

$$- 1 \text{ strato } w=50\text{cm}: \frac{3}{1.1 \cdot \sqrt{1.6}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 390000 \cdot 0.206}{0.165}} = 2129 \text{ MPa}; \frac{\epsilon_k \cdot \eta_a}{\gamma_{f,d}} \cdot E_f = 2159 \text{ MPa};$$



Nelle Fig. dalla 30 alla 36 sono mostrati i diagramma momento resistente-curvatura per le sezioni più sollecitate a momento positivo e negativo di una lastra tipo con schema A. Le curve di ogni diagramma rappresentano:

- la prestazione della sezione originale;
- la prestazione della sezione rinforzata con il quantitativo di tessuto MBrace Alto Modulo riassunto in Tab. 2.

La sezione così rinforzata garantisce che al momento di servizio il calcestruzzo e l'acciaio esistenti sono ancora in campo elastico: $\sigma_s < f_{yd}$ e $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 9.33 \text{ MPa}$.

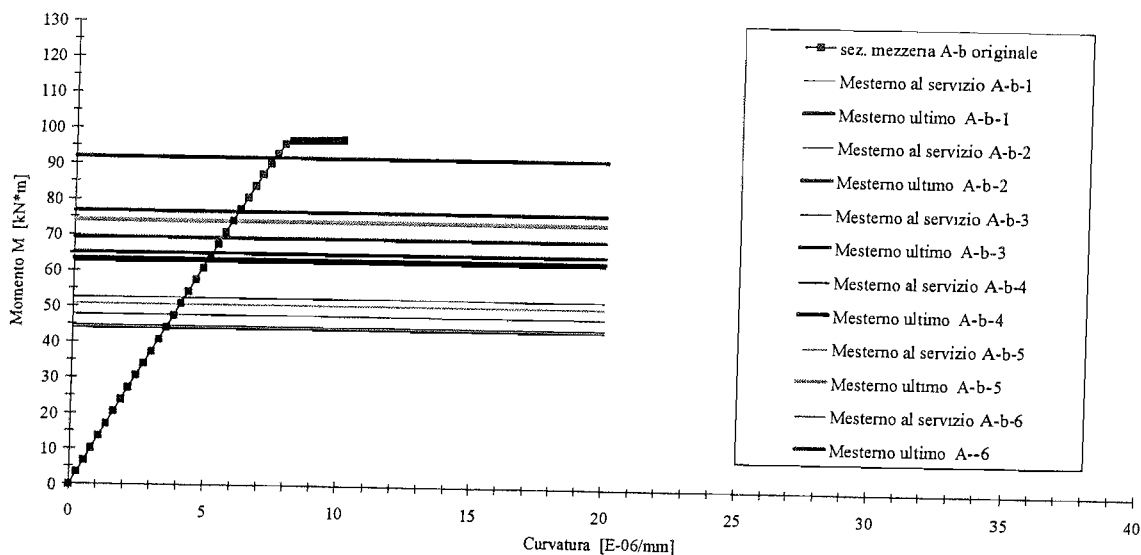
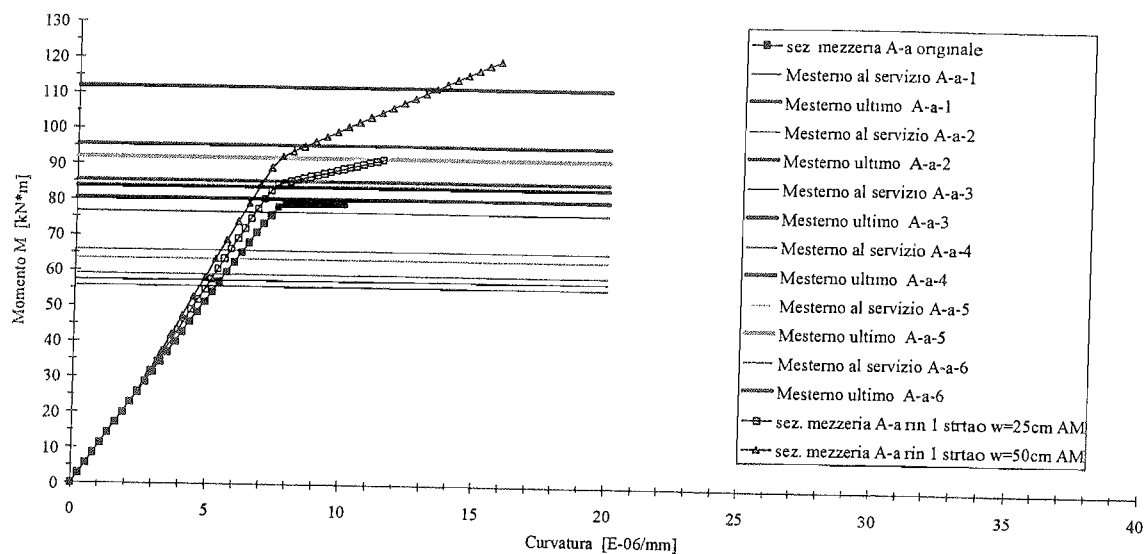
Nel caso in cui vi fossero problemi con il fuoco, si deve prevedere una pannellatura di protezione.

Tab. 2 – Dettaglio del rinforzo per ogni singola lastra (interasse 1.2m) schema A

Schema/campata-inc./Comb.	Tipo – Posizione	Quantitativo
A-mezz.a-1	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.25x5.3m
A-mezz.a-2	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.33x5.3m
A-mezz.a-3	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.50x5.3m
A-mezz.a-4*	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.16x5.3m
A-mezz.a-5*	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.33x5.3m
A-mezz.a-6*	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.25x5.3m
A-mezz.b-1	==	==
A-mezz.b-2	==	==
A-mezz.b-3	==	==
A-mezz.b-4	==	==
A-mezz.b-5	==	==
A-mezz.b-6	==	==
A-inc.ab-1	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
A-inc.ab-2	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.66x4.0m
A-inc.ab-3	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato1.0x4.0m
A-inc.ab-4*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
A-inc.ab-5*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
A-inc.ab-6*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
A-inc.bb-1	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
A-inc.bb-2	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.75x4.0m
A-inc.bb-3	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato1.0x4.0m
A-inc.bb-4*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
A-inc.bb-5*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.75x4.0m
A-inc.bb-6*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.75x4.0m

Note: *solo per la lastra caricata, si riduce al 50% per quelle ai fianchi di quella caricata.





[Handwritten signature]
FRANCESCO MAGGIOLANI

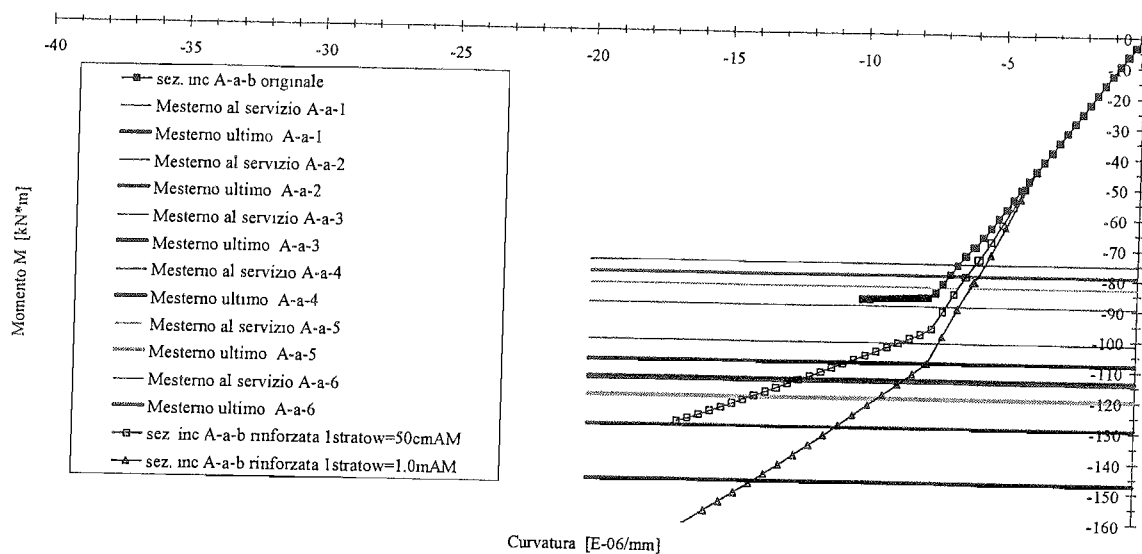


Fig. 32 – Diagramma momento resistente-curvatura schema A incastro tra a-b

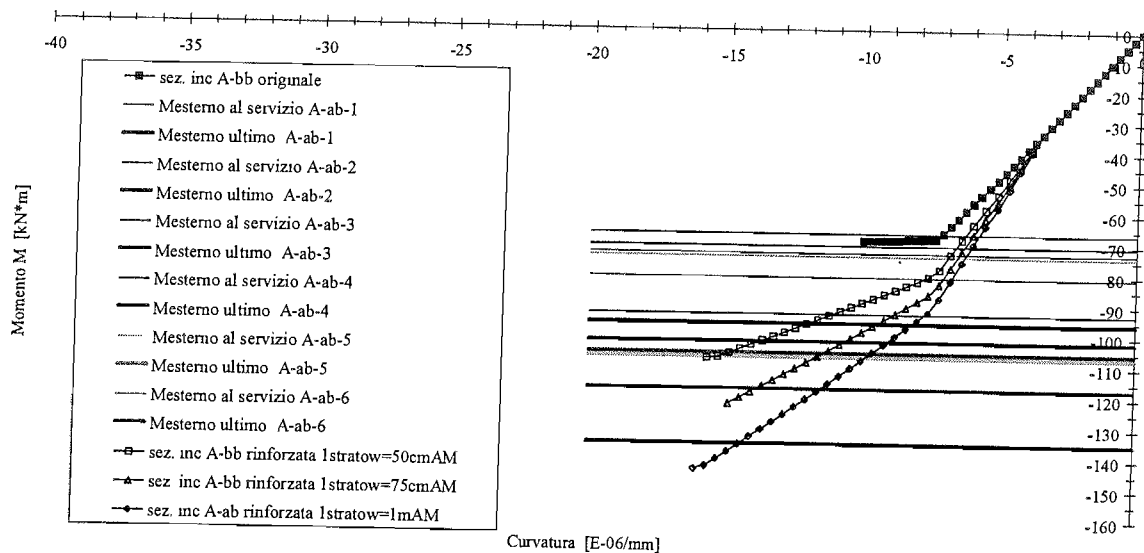


Fig. 33 – Diagramma momento resistente-curvatura schema A incastro tra b-b

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, la prestazione attuale della sezione, secondo EC2, è pari a: $VRd1=53.5\text{kN}$ mentre la sollecitazione esterna è circa 58KN . Con i nuovi carichi il taglio esterno passa da 60 a 116 kN. Dato che esiste la trave in spessore perimetrale, che è probabile vi siano le fasce piene, le sezioni di predalle vicine alle zone esterne delle campate il rinforzo al taglio non è necessario, resta però da coprire nelle zone delle campate centrali.

Ci sono due possibilità:

- aumento di sezione;
- inserimento di perni a testa piatta.

Si sviluppa il secondo caso, i perni sono del tipo “shear stud” di acciaio FE430 o Feb32k, vedi Fig. 34. I perni si applicano attorno all'appoggio che necessita di rinforzo. In Tab. 3 si riporta il quantitativo da applicare.

[Handwritten signature]

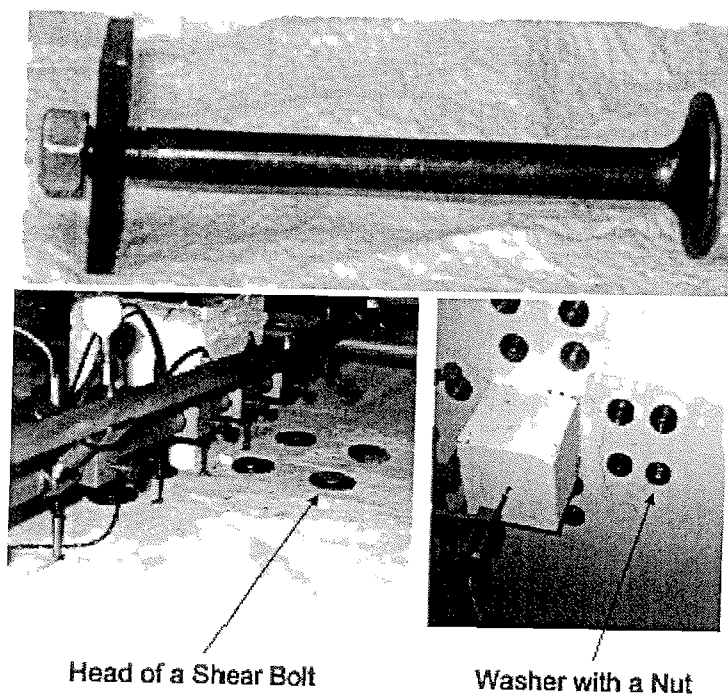


Fig. 1—Tension and compression sides of slab strengthened with shear bolts.

Fig. 34 – esempio di perno Shear Stud

Tab. 3– Dettaglio del rinforzo a taglio

Schema/Appoggio/Combinazione carico	N° - Diam. – Passo	Vwd [kN]
A/2/1, A/3/1 e A/4/1	3+3 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
A/1/2 e A/5/2	3+3 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
A/2/2, A/3/2 e A/4/2	3+3 coppie di perni $\phi 12/30\text{cm}$	48.5
A/1/3 e A/5/3	3+3 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
A/2/3, A/3/3 e A/4/3	3+3 coppie di perni $\phi 12/30\text{cm}$	48.5
A/2/4, A/3/4 e A/4/4	3+3 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
A/2/5, A/3/5 e A/4/5	3+3 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
A/2/6, A/3/6 e A/4/6	3+3 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6

Per lo schema B si procede in modo analogo, si rinforzano a taglio e a flessione in modo analogo, ovviamente si rinforzano tre campate all'intradosso per la flessione, all'estradosso a cavallo dei due pilastri centrali e a taglio solo attorno ai due pilastri centrali.

Nelle Fig. dalla 35 alla 37 sono mostrati i diagramma momento resistente-curvatura per le sezioni più sollecitate a momento positivo e negativo di una lastra tipo con schema B. Le curve di ogni diagramma rappresentano:

- la prestazione della sezione originale;
- la prestazione della sezione rinforzata con il quantitativo di tessuto MBrace Alto Modulo riassunto in Tab. 4.

La sezione così rinforzata garantisce che al momento di servizio il calcestruzzo e l'acciaio esistenti sono ancora in campo elastico: $\sigma_s < f_{yd}$ e $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 9.33 \text{ MPa}$.

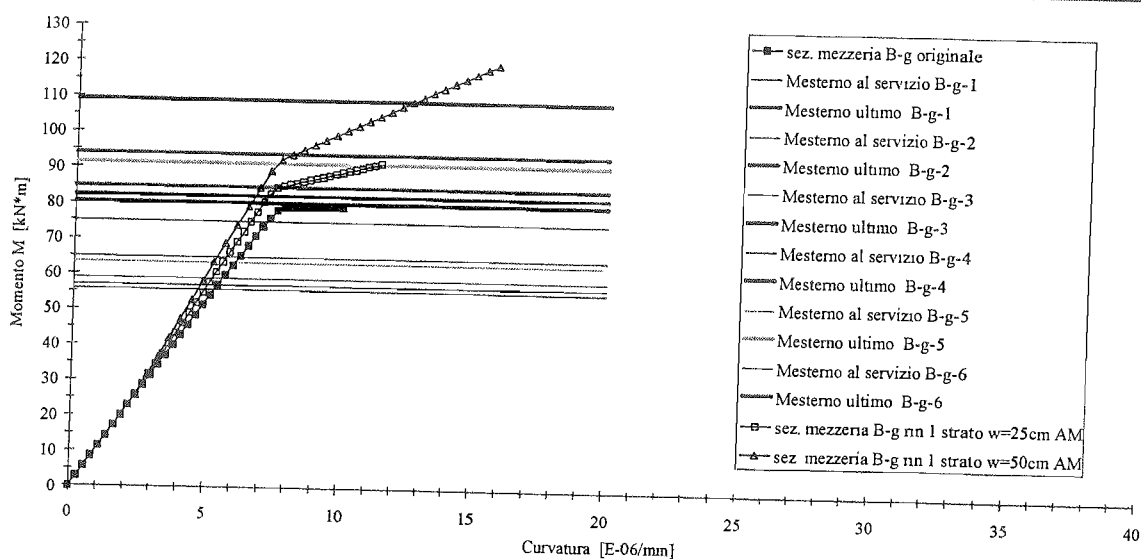


Fig. 35 – Diagramma momento resistente-curvatura schema B mezzzeria g

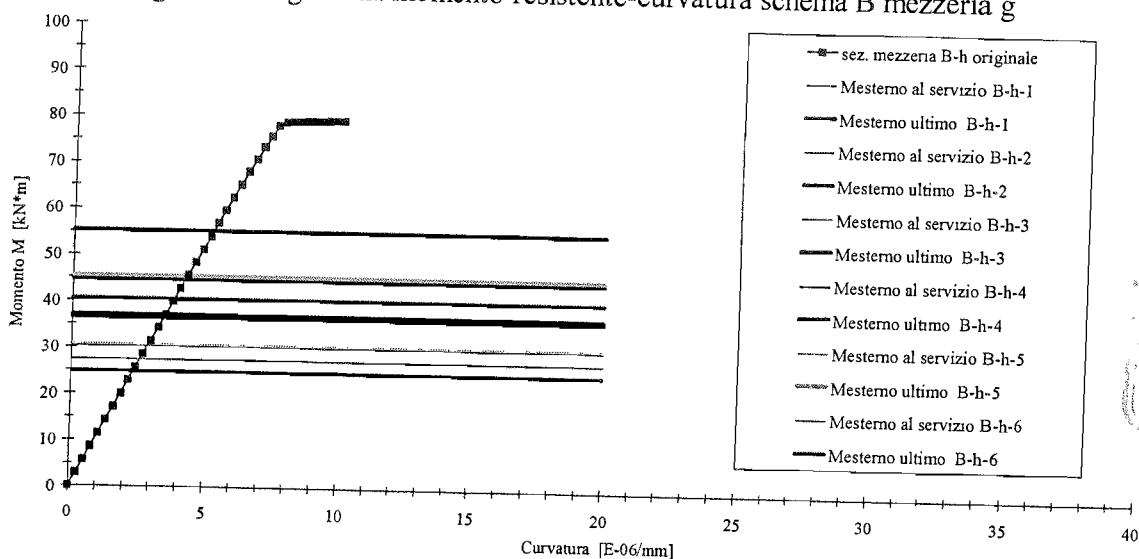


Fig. 36 – Diagramma momento resistente-curvatura schema B mezzzeria h

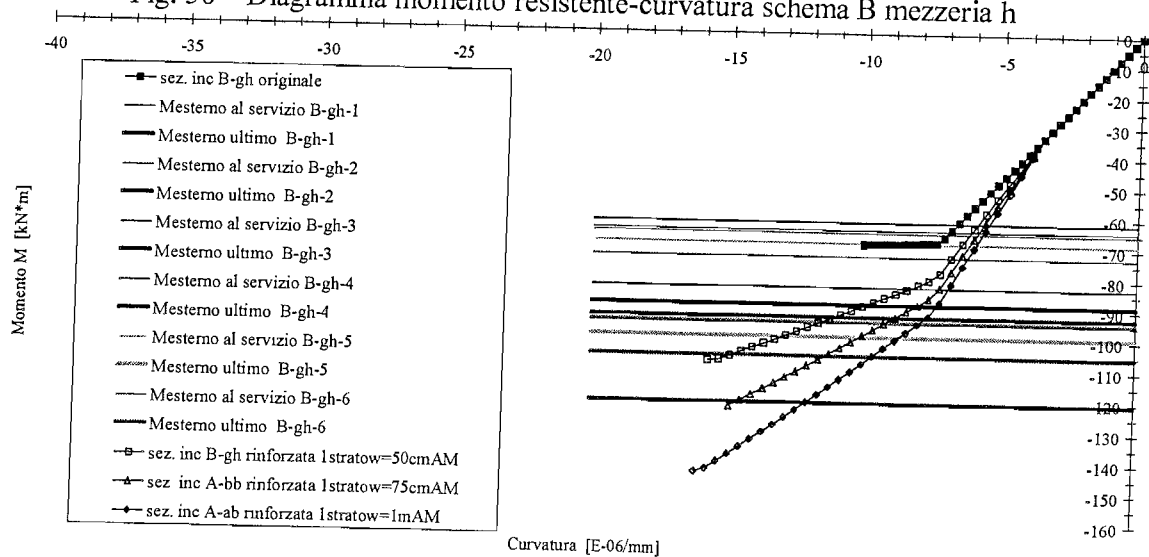


Fig. 37 – Diagramma momento resistente-curvatura schema B incastro g-h

Tab. 4 – Dettaglio del rinforzo per ogni singola lastra schema B

Schema/campata-inc./Comb.	Tipo – Posizione	Quantitativo
B-mezz.g-1	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.25x5.3m
B-mezz.g-2	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.33x5.3m
B-mezz.g-3	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.50x5.3m
B-mezz.g-4*	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.16x5.3 m
B-mezz.g-5*	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.33x5.3m
B-mezz.g-6*	MBrace Alto Modulo – Intradosso	1strato0.25x5.3m
B-mezz.h-1	= =	= =
B-mezz.h-2	= =	= =
B-mezz.h-3	= =	= =
B-mezz.h-4	= =	= =
B-mezz.h-5	= =	= =
B-mezz.h-6	= =	= =
B-inc.gh-1	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
B-inc.gh-2	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.66x4.0m
B-inc.gh-3	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato1.0x4.0m
B-inc.gh-4*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
B-inc.gh-5*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m
B-inc.gh-6*	MBrace Alto Modulo – Estradosso	1strato0.50x4.0m

Note: *solo per la lastra caricata, si riduce al 50% per quelle ai fianchi di quella caricata.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, la prestazione attuale della sezione, secondo EC2, è pari a: $VRd1=53.5\text{kN}$ mentre la sollecitazione esterna è circa 58 kN. Con i nuovi carichi il taglio esterno passa da 60 a 116 kN. Dato che esiste la trave in spessore perimetrale, che è probabile vi siano le fasce piene, le sezioni di predalle vicine alle zone esterne delle campate il rinforzo al taglio non è necessario, resta però da coprire nelle zone delle campate centrali.

Ci sono due possibilità:

- aumento di sezione;
- inserimento di perni a testa piatta

Si sviluppa il secondo caso, i perni sono del tipo “shear stud” di acciaio FE430 o Feb32k, vedi Fig. 34. I perni si applicano a cavallo del pilastro da rinforzare. In Tab. 5 si riporta il quantitativo da applicare.

Tab. 5– Dettaglio del rinforzo a taglio

Schema/appoggio/Combinazione di carico	N° - Diam. – Passo	Vwd [kN]
B/2/1 e B/3/1	2+2 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
B/1/2 e B/4/2	2+2 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
B/2/2 e B/3/2	2+2 coppie di perni $\phi 12/30\text{cm}$	48.5
B/1/3 e B/4/3	2+2 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
B/2/3 e B/3/3	2+2 coppie di perni $\phi 12/25\text{cm}$	58.1
B/2/4 e B/3/4	2+2 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
B/2/5 e B/3/5	2+2 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6
B/2/6 e B/3/6	2+2 coppie di perni $\phi 10/30\text{cm}$	33.6

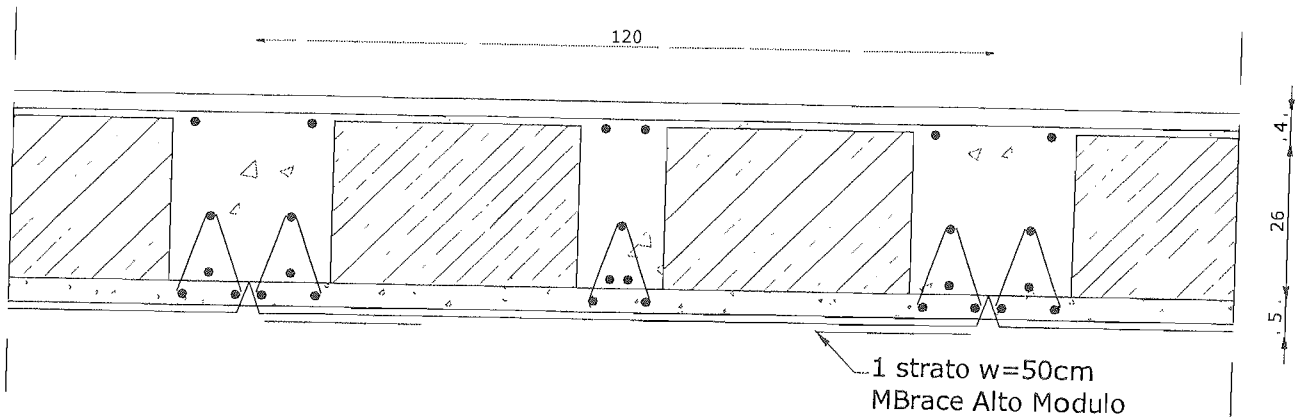


Fig . 38 – Lastra rinforzata a momento positivo

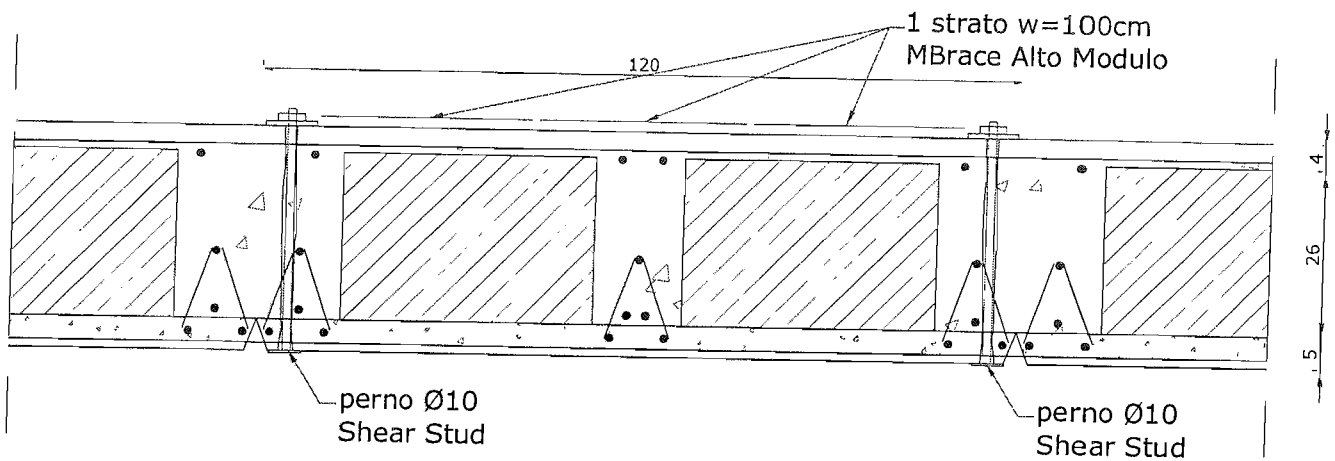


Fig . 38 – Lastra rinforzata a momento negativo e taglio

Le fasi lavorative per il rinforzo della singola lastra possono essere sommariamente elencate:

- rimozione dei carichi accidentali;
- sabbiatura del copriferro nelle zone dove si applicherà il rinforzo;
- dove previsti realizzazione dei fori per perni a taglio;
- accurata pulitura dalle polveri di lavorazione tramite aria compressa;
- posa e inghisaggio dei perni shear stud;
- applicazione degli strati di tessuto MBrace Alto Modulo all'intradosso e all'estradosso;
- verniciatura anti UV tipo Masterseal o intonaco/pannellatura di protezione;
- dopo 48 ore dalla fine delle lavorazioni riapertura ai carichi.



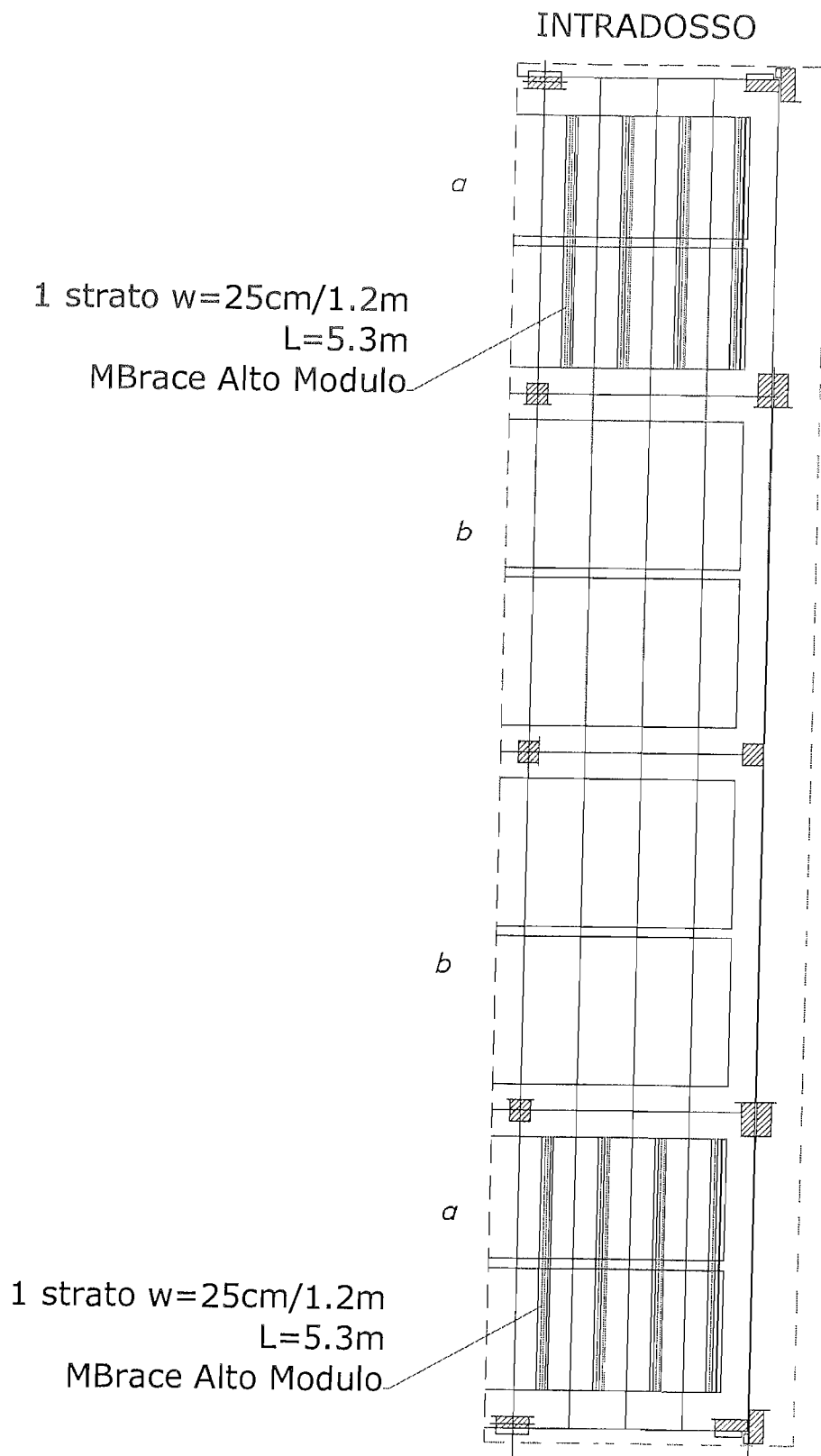


Fig. 39 – Esempio di disposizione del rinforzo a momento positivo di un modulo SCHEMA A comb.1 di larghezza 4.8m

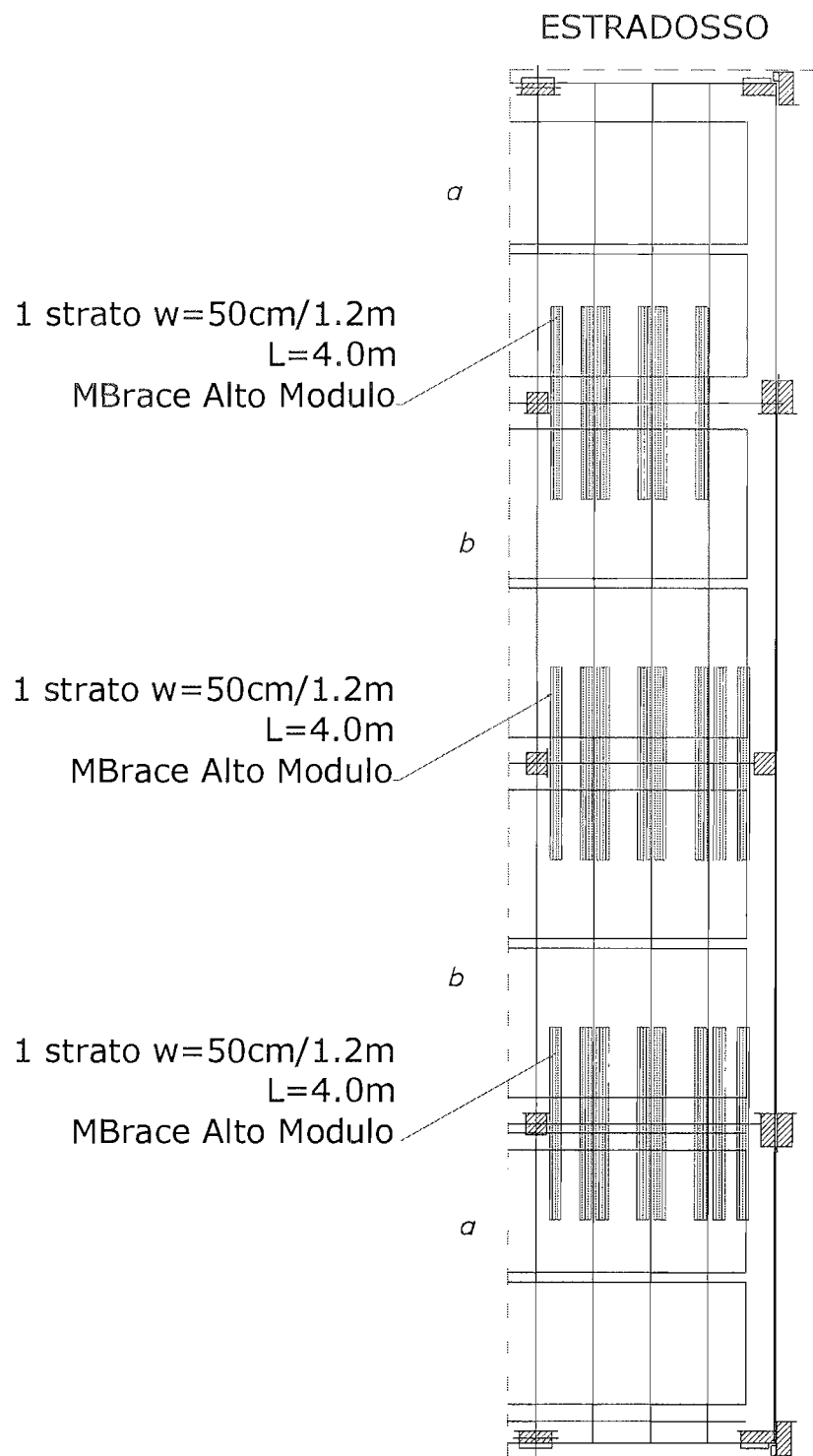
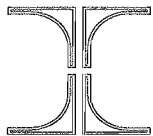
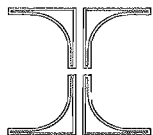


Fig. 40 – Esempio di disposizione del rinforzo a momento negativo di un modulo SHEMA A comb.
1 di larghezza 4.8m



10. ALLEGATO 5: verifica tiranti sub-orizzontali controvento sismico bunker e Modalità di effettuazione della prova di carico di progetto (art.7.3.3.3 D.M. 14/09/2005)



**Verifica tiranti sub-orizzontali controvento sismico bunker**

Peso complessivo bunker	P : 1.500 tonn.
Azione sismica orizzontale da assorbire	Hs : 126 tonn.
Coefficiente di sicurezza limite	Sl : 2,5
Numero complessivo tiranti (trazione + compressione)	nt : 6+6+1(prova)
Profondità testa dal piano campagna	Pt : - 2,00 metri
Inclinazione rispetto all'orizzontale	alfa : 30°
Diametro utile tirante	FiT : 170 mm.
Lunghezza utile tirante	LuT : 20 metri
Lunghezza "libera" (tratto in prossimità testata) non utile	LIT : 03 metri
Lunghezza totale tirante	LtT : 23 metri
Tipo tirante	permanente passivo

Dati medi terreno (da relazione geologica-tecnica dott. Mucchi del 28/07/2006):

Sondaggio S4/06, prove CPT1/06 e CPT2/06, profondità media -6.00 ÷ -8.00

Profondità falda da 1 a 2 metri dal piano campagna

Argille inorganiche e limi argillosi, con intercalazione di livelli torbosi compressibili poco consistenti, da -7 a -15 metri dal piano campagna

Cu coesione non drenata : 28.6 KPa

Angolo attrito : 23°

Fs (resistenza laterale manicotto): 32 KPa (0,32 kg/cmq)

Verifica tirante:

Azione orizzontale sismica assorbita da ogni tirante (6 a trazione e 6 a compressione):

$N_h \text{ tir} = 126 / 12 = 10,5 \text{ tonn.}$

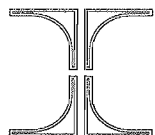
Componente lungo l'asse del tirante:

$N \text{ tir} = 10 / \cos 30^\circ = 10,50 / 0,866 = 12,125 \text{ tonn.}$

Resistenza laterale limite tirante terreno:

$R_{lim} = (\pi \times F_i \times L_uT \times F_s) = \pi \times 17 \times 2.000 \times 0,32 = 34.163 \text{ kg}$

Coeff. di sicurezza effettivo $Se = 34.163 / 12.125 = 2,8 > Sl = 2,5$



Modalità di effettuazione della prova di carico di progetto (art.7.3.3.3 D.M. 14/09/2005):

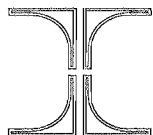
A maturazione del tirante avvenuta (28 gg. dal getto) applicare in testa al tirante uno sforzo assiale di compressione/trazione così commisurato al massimo sforzo assiale di “esercizio” N tir (pari a 12,125 tonn.):

- | | |
|--------------------------|--|
| - primo step: | -0,50 N tir (-06,06 t.), compressione |
| - secondo step: | -1,00 N tir (-12,12 t.), compressione |
| - terzo step: | $\pm 0,00$ N tir ($\pm 00,00$ t.), fase di scarico totale |
| - quarto step: | -1,00 N tir (-12,12 t.), compressione |
| - quinto step: | -1,50 N tir (-18,19 t.), compressione |
| - sesto step: | -2,00 N tir (-24,25 t.), compressione |
| - settimo step: | $\pm 0,00$ N tir ($\pm 00,00$ t.), fase di scarico totale |
| - ottavo step: | +0,50 N tir (+06,06 t.), trazione |
| - nono step: | +1,00 N tir (+12,12 t.), trazione |
| - decimo step: | $\pm 0,00$ N tir ($\pm 00,00$ t.), fase di scarico totale |
| - undicesimo step: | +1,00 N tir (+12,12 t.), trazione |
| - dodicesimo step: | +1,50 N tir (+18,19 t.), trazione |
| - tredicesimo step: | +2,00 N tir (+24,25 t.), trazione |
| - quattordicesimo step: | $\pm 0,00$ N tir ($\pm 00,00$ t.), fase di scarico totale |
| - quindicesimo step: | -1,00 N tir (-12,12 t.), compressione |
| - sedicesimo step: | -2,00 N tir (-24,25 t.), compressione |
| - diciassettesimo step: | -2,25 N tir (-27,28 t.), compressione |
| - diciottesimo step: | -2,50 N tir (-30,31 t.), compressione |
| - diciannovesimo step: | $\pm 0,00$ N tir ($\pm 00,00$ t.), fase di scarico totale |
| - ventesimo step: | +1,00 N tir (+12,12 t.), trazione |
| - ventunesimo step: | +2,00 N tir (+24,25 t.), trazione |
| - ventiduesimo step: | +2,25 N tir (+27,28 t.), trazione |
| - ventitreesimo step: | +2,50 N tir (+30,31 t.), trazione |
| - ventiquattresimo step: | $\pm 0,00$ N tir ($\pm 00,00$ t.), fase di scarico totale |

Si precisa quanto segue:

- tra uno step e l'altro attendere la stabilizzazione delle deformazioni;
- la prova di progetto si potrà considerare positiva se al termine del quattordicesimo step (due + due cicli di compressione e trazione sino a due volte lo sforzo assiale massimo di “esercizio”) non si saranno verificati sensibili deformazioni istantanee o permanenti;
- è necessario comunque prolungare il test anche dalla quindicesima alla ventiquattresima prova (uno + uno cicli di compressione e trazione sino a due volte e mezzo lo sforzo assiale massimo di “esercizio”) al fine di acquisire informazioni sul comportamento limite del tirante, anche ai fini dell'interpretazione del comportamento “dinamico” in caso di evento sismico.





**11. ALLEGATO 6: modello a elementi finiti calcolo strutture
metalliche ali laterali bunker**



STUDIO ESECUTIVO IMPALCATO in CARPENTERIA METALLICA per SOLAIO di COPERTURA in SOLETTA in C.C.A. su LAMIERA GRECATA COLLABORANTE

PREMESSA

CARICHI CONSIDERATI per il DIMENSIONAMENTO e VERIFICA STRUTTURALE

- Peso Proprio Solaio in Conglomerato Cementizio Armato su Lamiera Grecata	240	daN/m ²
- Peso Proprio Massetto per Pendenza ed Impermeabilizzazione superiore	180	daN/m ²
- Sovraccarico Accidentale e Neve	350	daN/m ²
TOTALE	770	daN/m²

SISMICITA' :

Passo 1

Classe della struttura

☒ 2) Vita utile 100 anni, periodo di ritorno 1000 anni. Costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi. Industrie pericolose per l'ambiente. Costruzioni pubbliche o strategiche.

☐ 1) Vita utile 50 anni, periodo di ritorno 500 anni. Costruzioni non previste in classe 2)

Fattore Classe 2:

Accelerazione adottata: g x Fattore Classe 2

NOTE:

Osservazioni:

Zona sismica

☐ Zona 1 ☒ Zona 3
☐ Zona 2 ☐ Zona 4

Accelerazione ag per Classe 1): [g]

Strutture esistenti

☒ LC1 conoscenza limitata
☐ LC2 conoscenza adeguata
☐ LC3 conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

< Indietro

Avanti >

Annulla

Aggiorna

Passo 2

Categoria di suolo di fondazione

☐ A formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi

☐ B depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti

☒ C depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza

☐ D depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti

☐ E profili di terreno costituiti da stati superficiali alluvionali

< Indietro

Avanti >

Annulla

Aggiorna

MODELLO STRUTTURALE LATO NORD - EST

Struttura Portante in Carpenteria Metallica costituita da numero tre telai principali (pilastri HEB 300 e travi HEA 400 con collegamento rigido trave-pilastro) e travi di collegamento costituite da HEA160, nelle posizioni intermedie e da HEB 300 in posizione di estremità in corrispondenza dei pilastri .

IMMAGINE n. 1 – Vista Globale 1

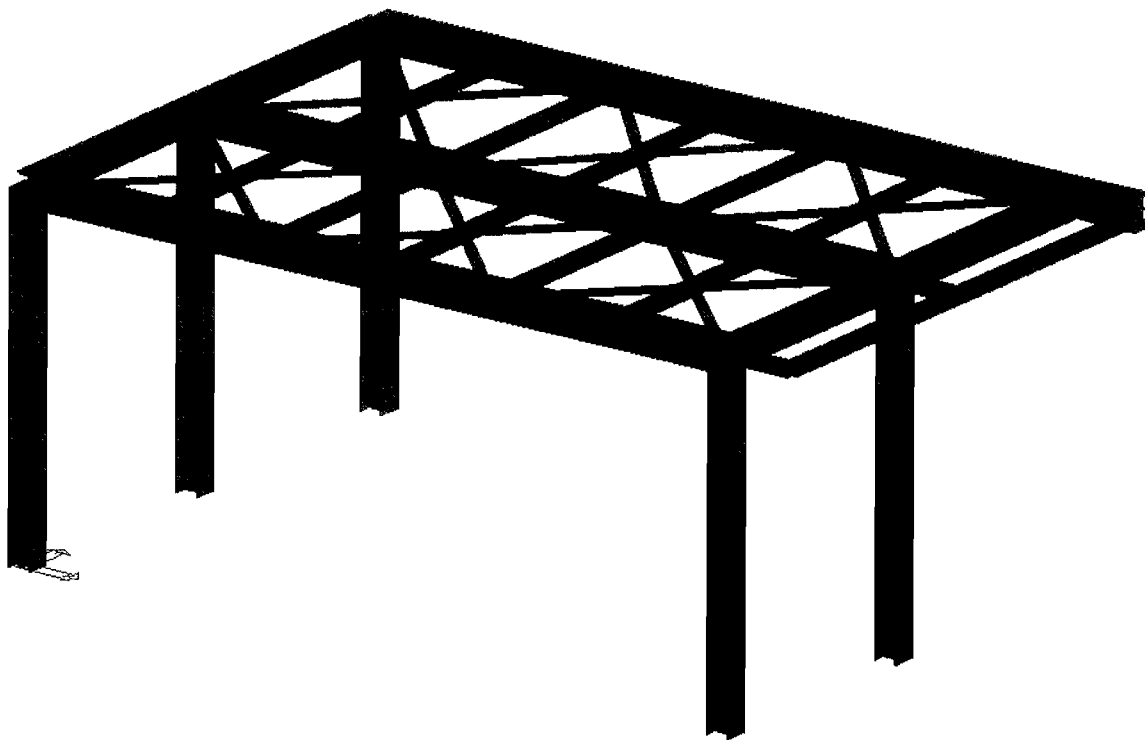
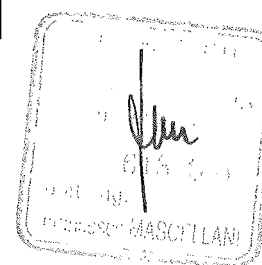
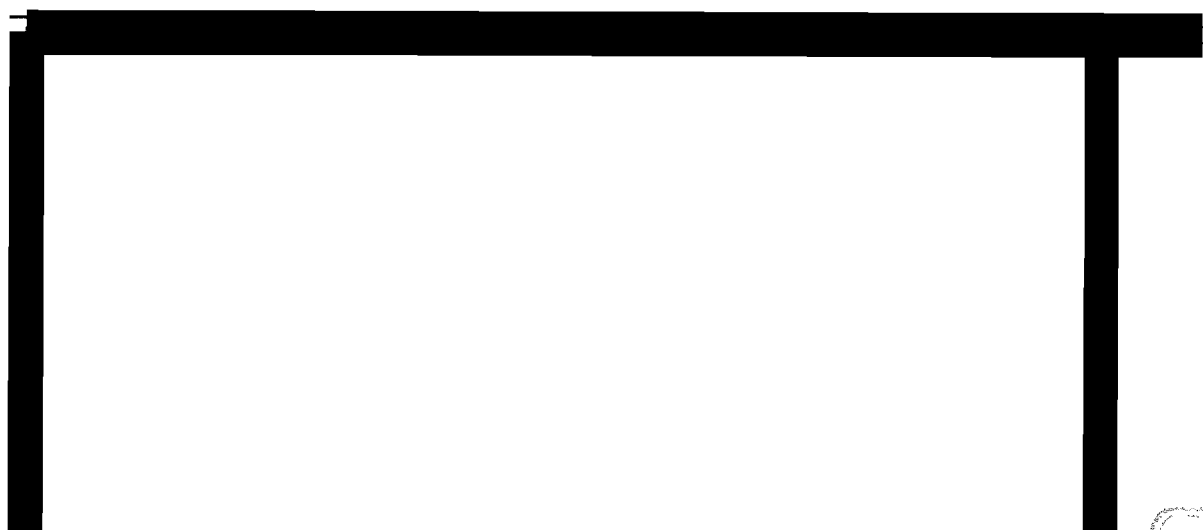


IMMAGINE n. 2 – Prospetto Frontale



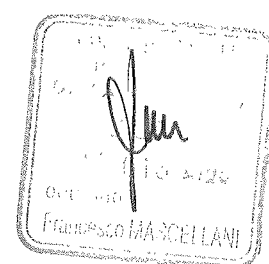
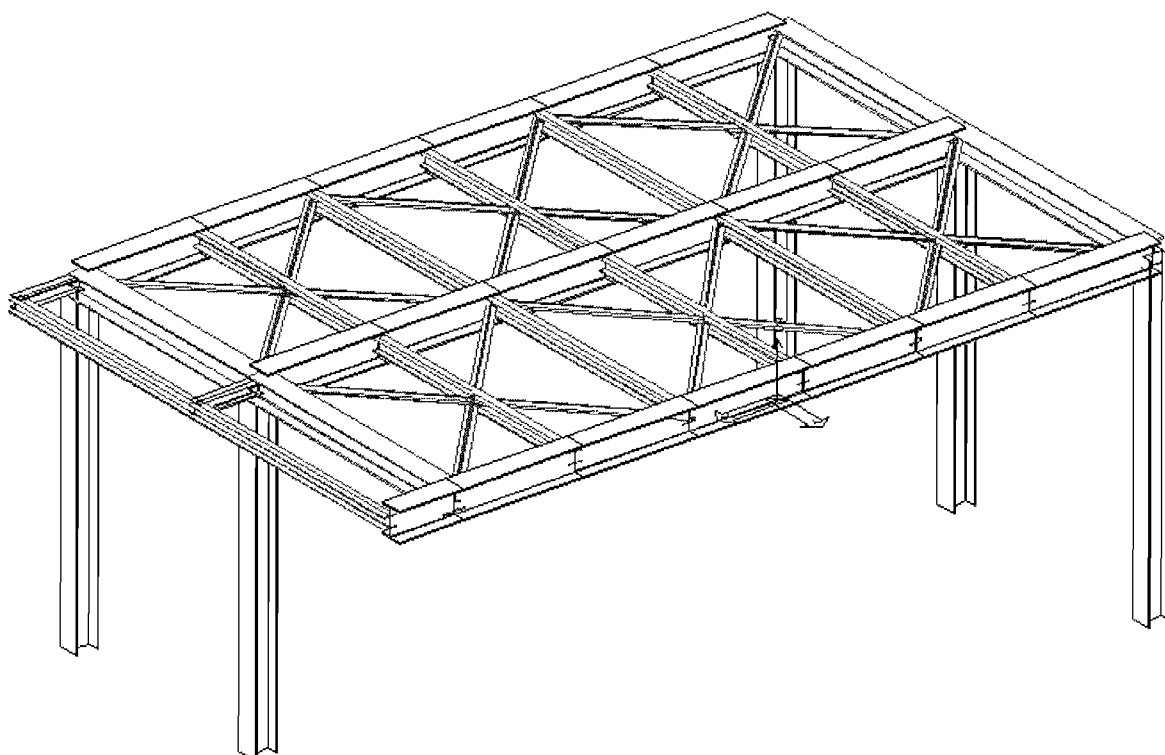
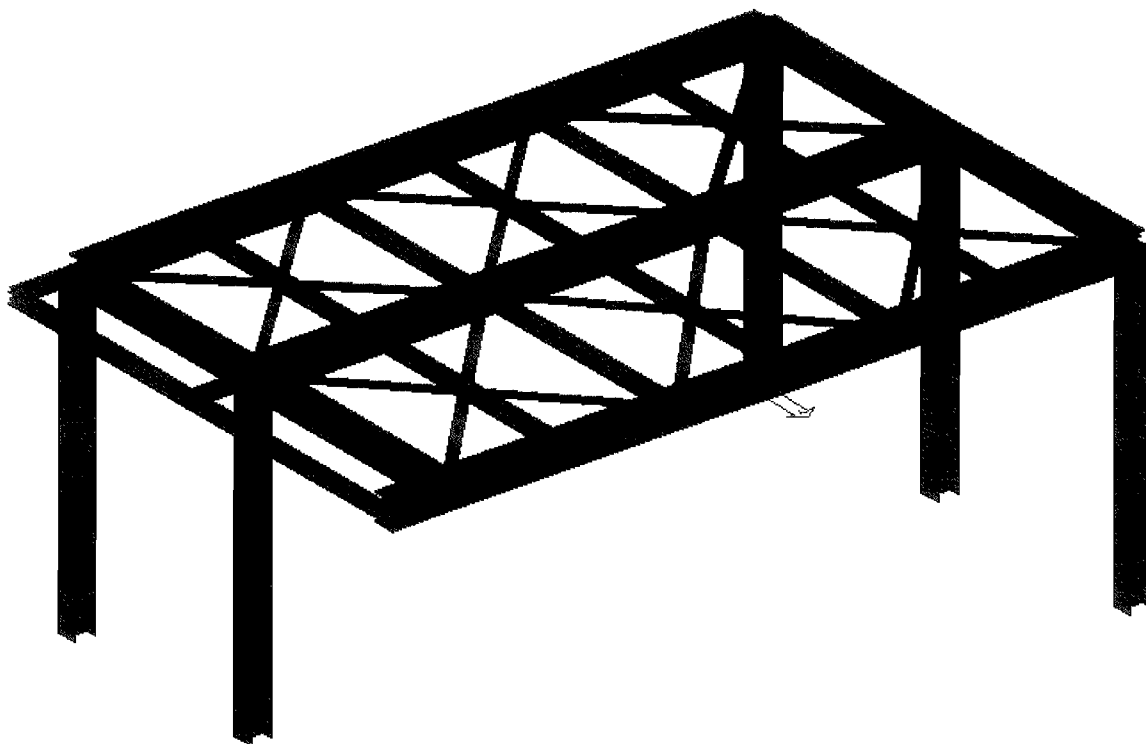


IMMAGINE n. 4 – Prospetto Laterale

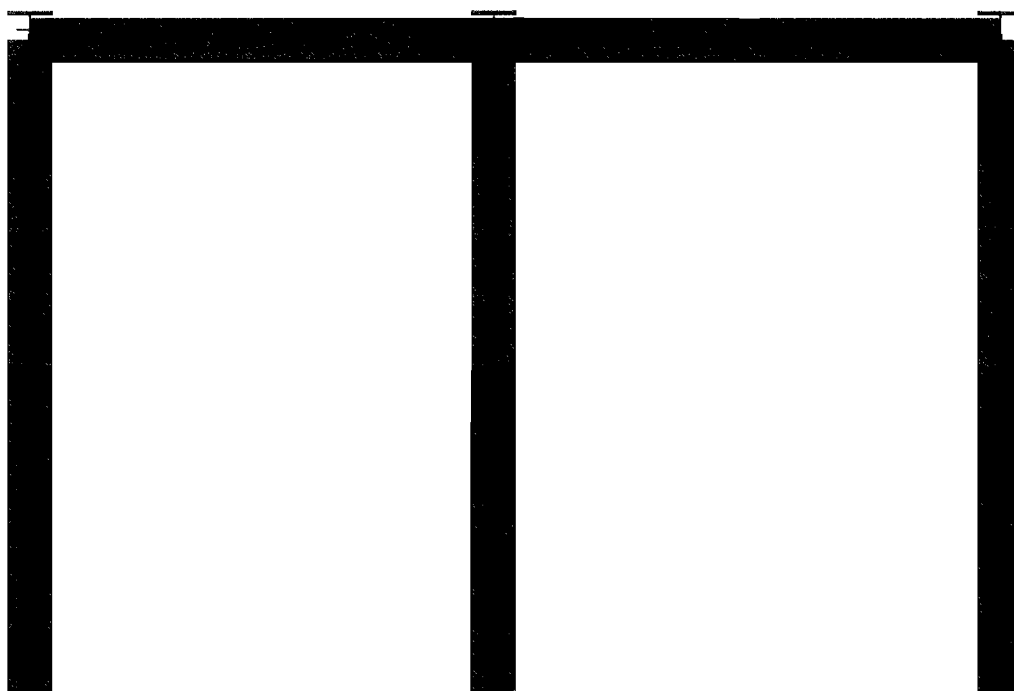


IMMAGINE n. 5 – Mappatura dello Stato di Sfruttamento dei Profilati Metallici

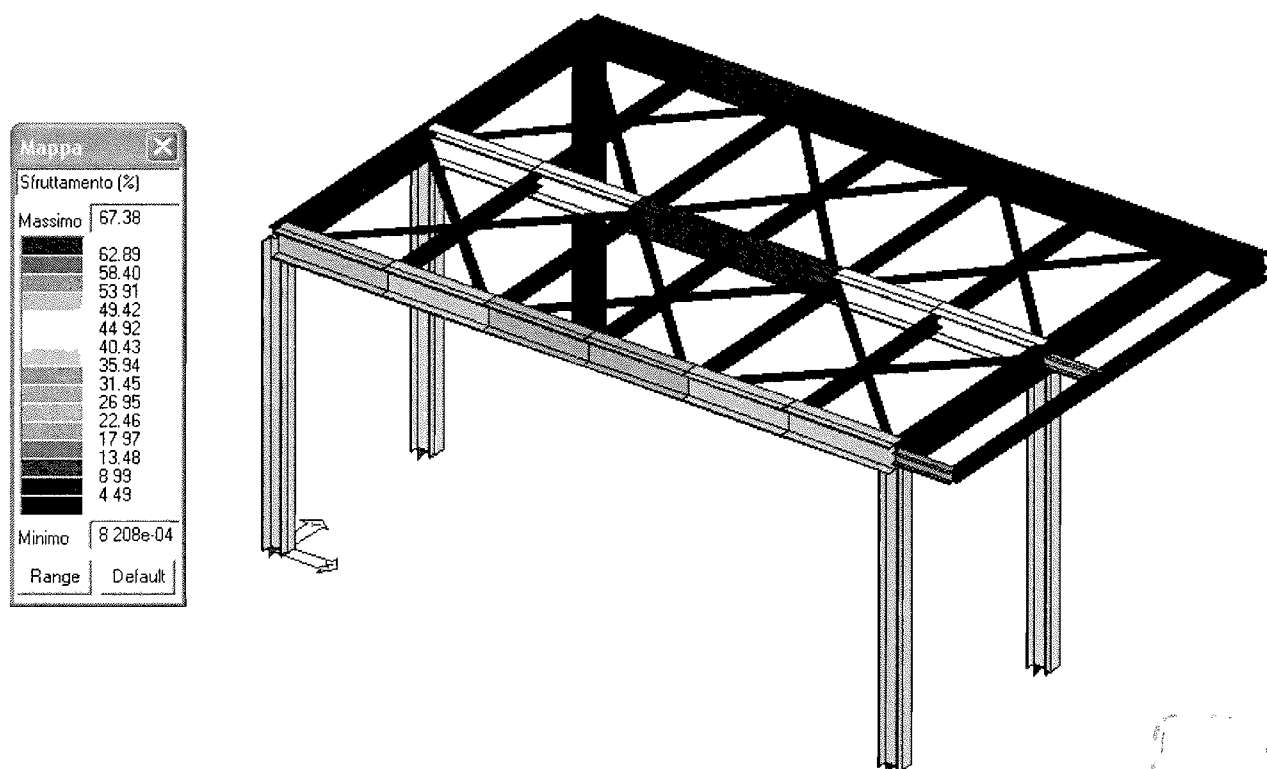


IMMAGINE n. 6 – Mappatura dello Stato di Verifica di Resistenza (Stati Limite Ultimi)

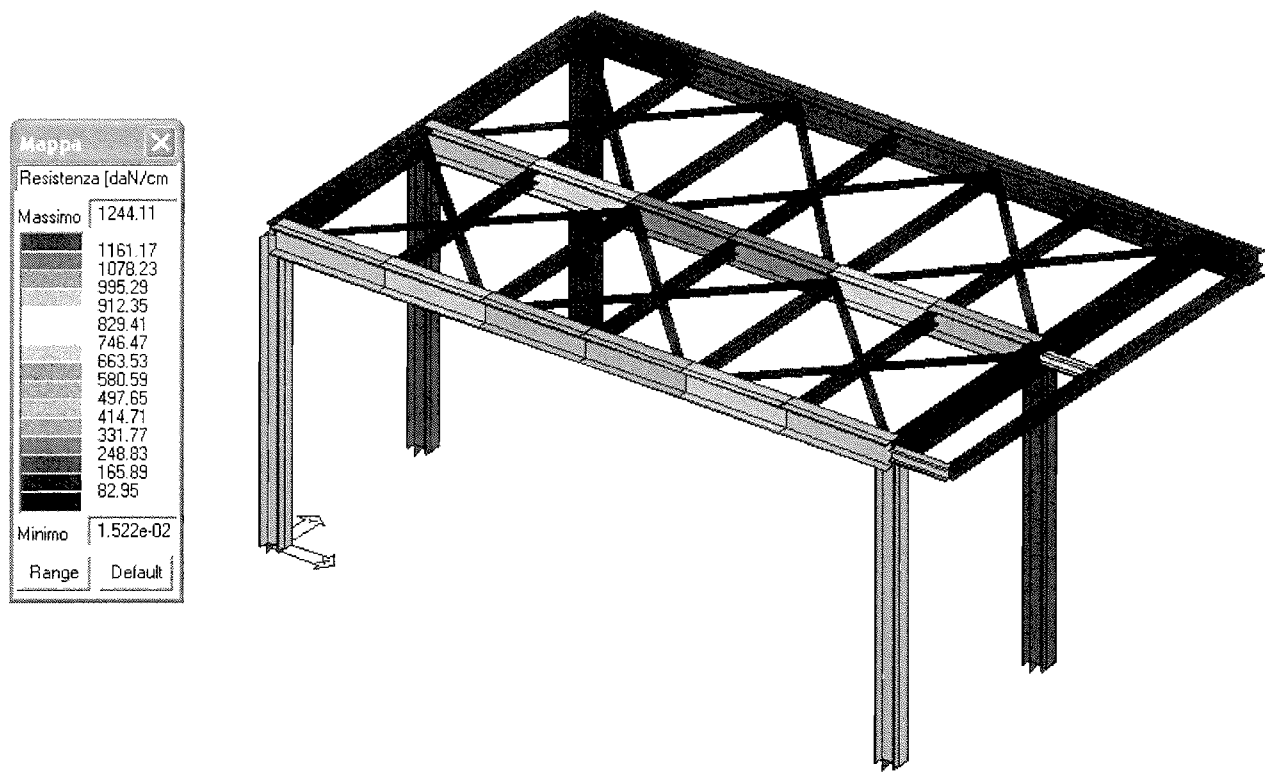


IMMAGINE n. 7 – Mappatura dello Stato di Verifica di Stabilità (Stati Limite Ultimi)

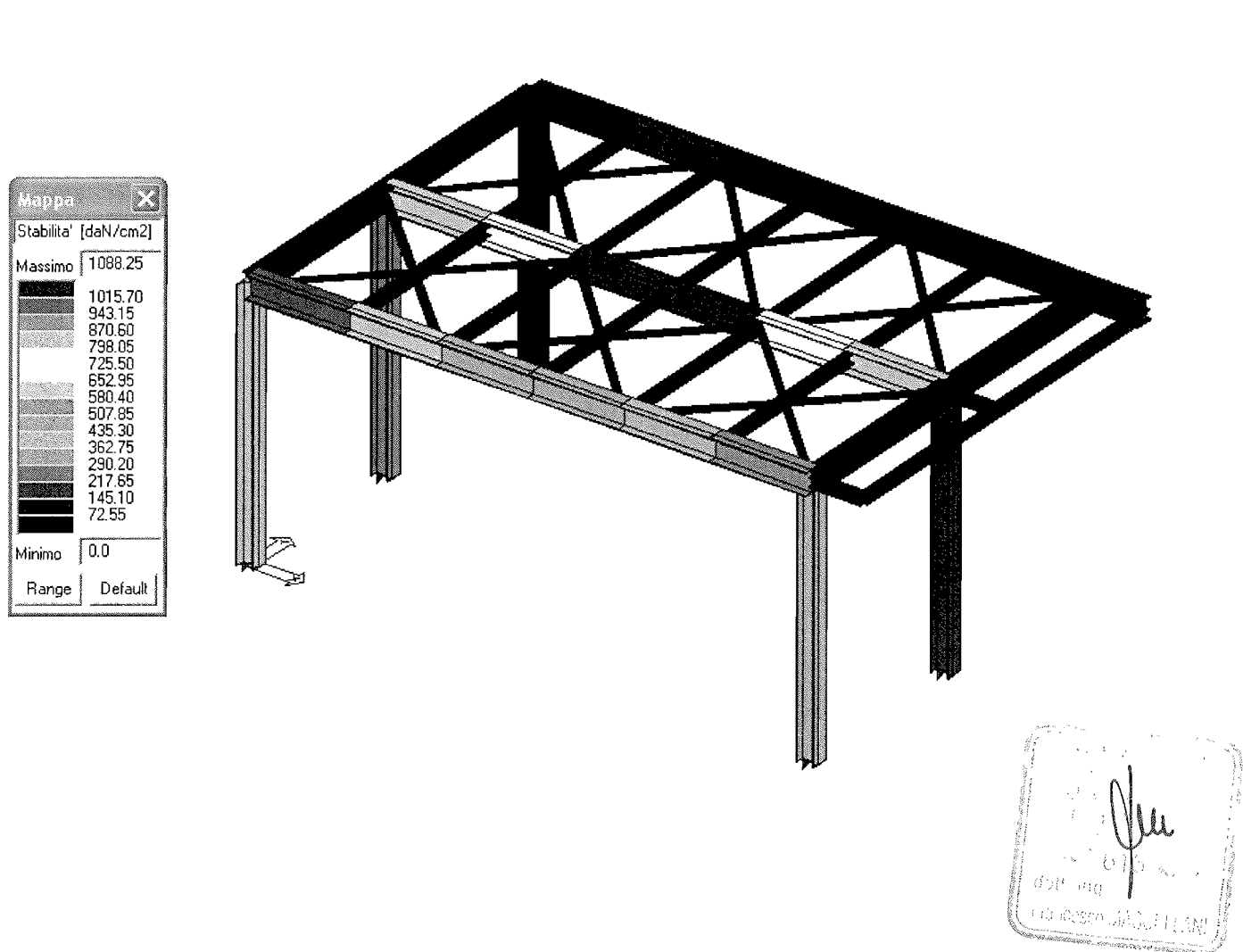


IMMAGINE n. 8 – Mappatura dello Stato di Verifica allo Svergolamento (Stati Limite Ultimi)

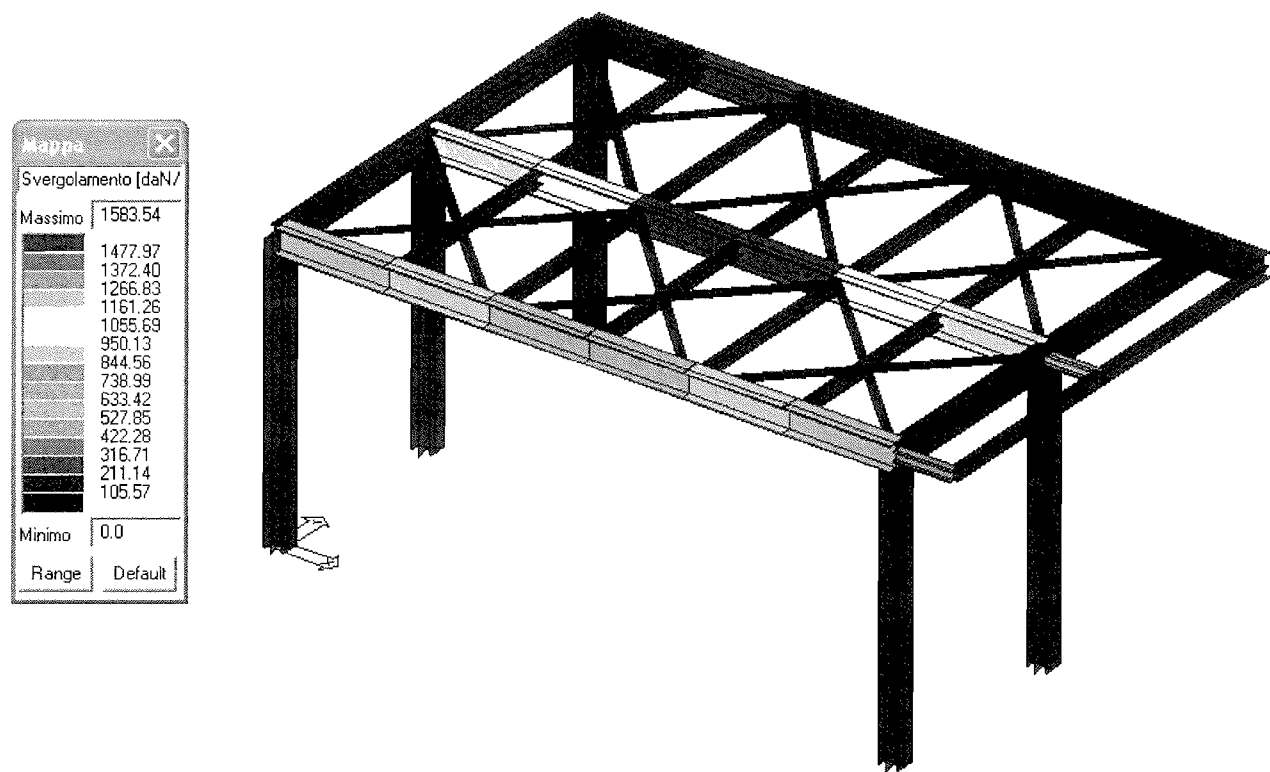


IMMAGINE n. 9 – Involuppo dei Momenti di Progetto M33

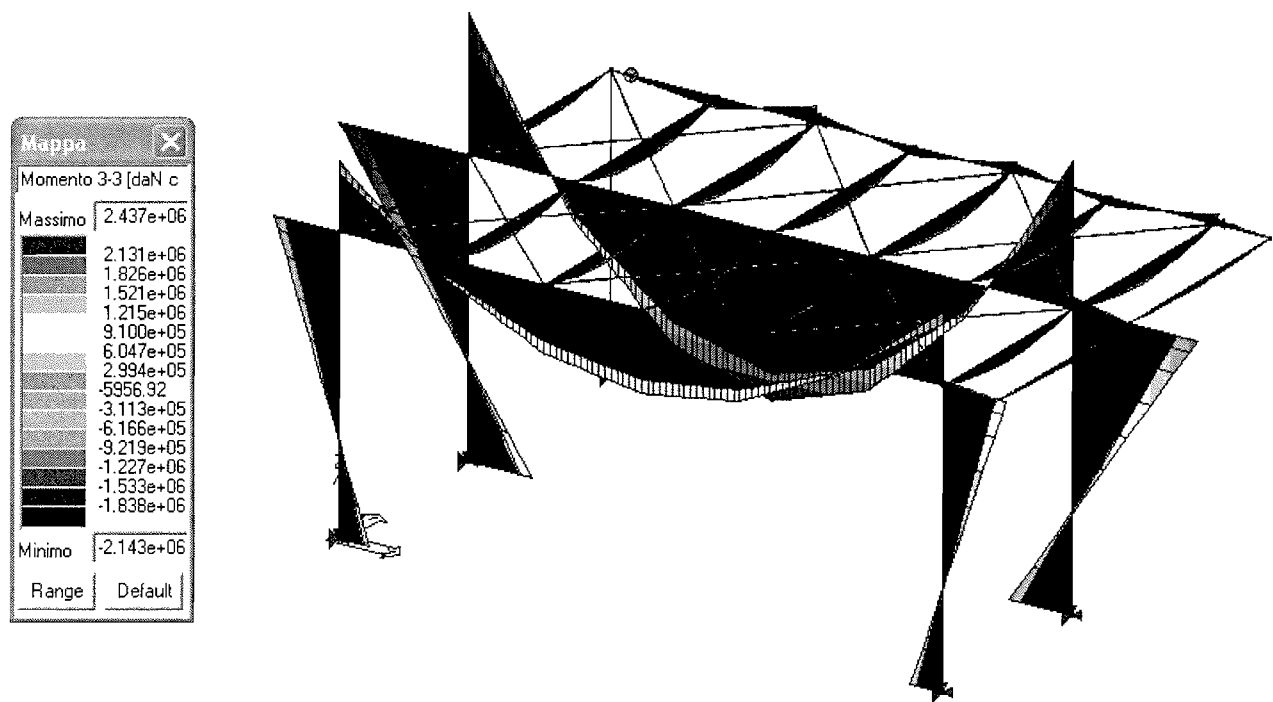


IMMAGINE n. 10 – Stato Deformativo per Sisma Principale X-
e Relativi Valori Numerici degli Spostamenti

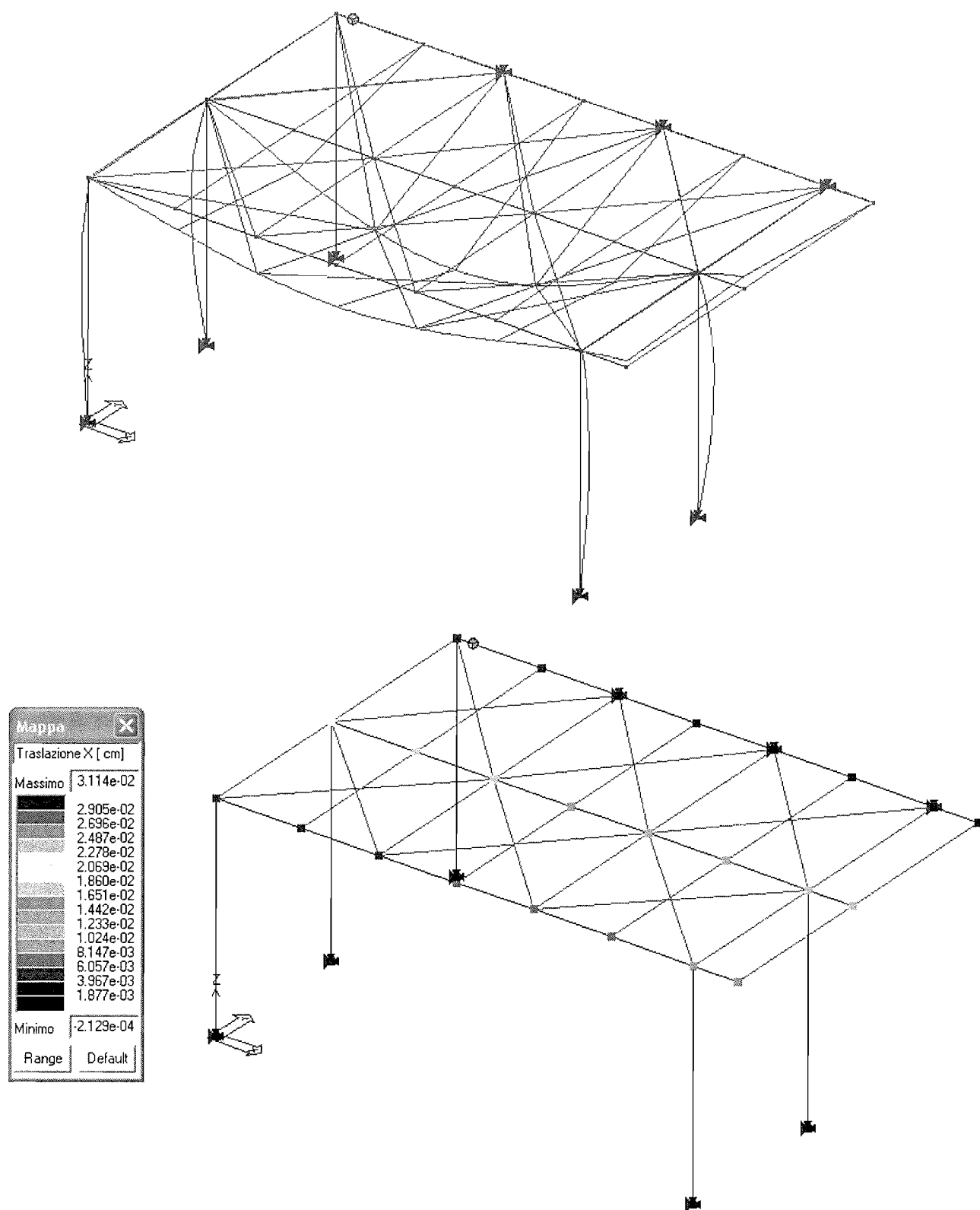
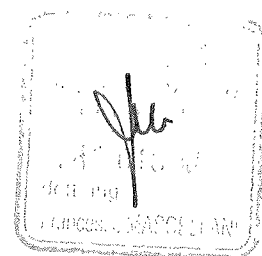
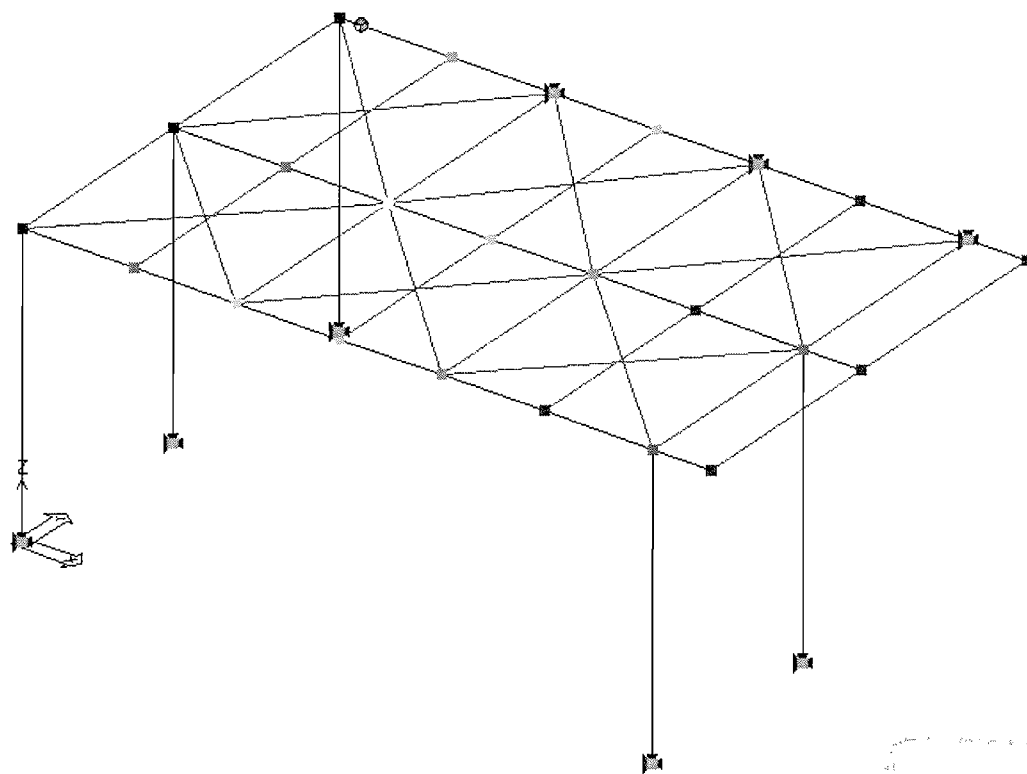
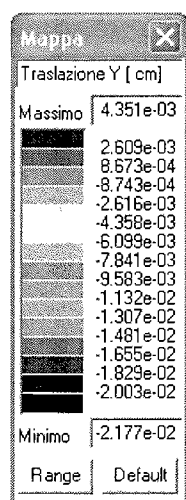
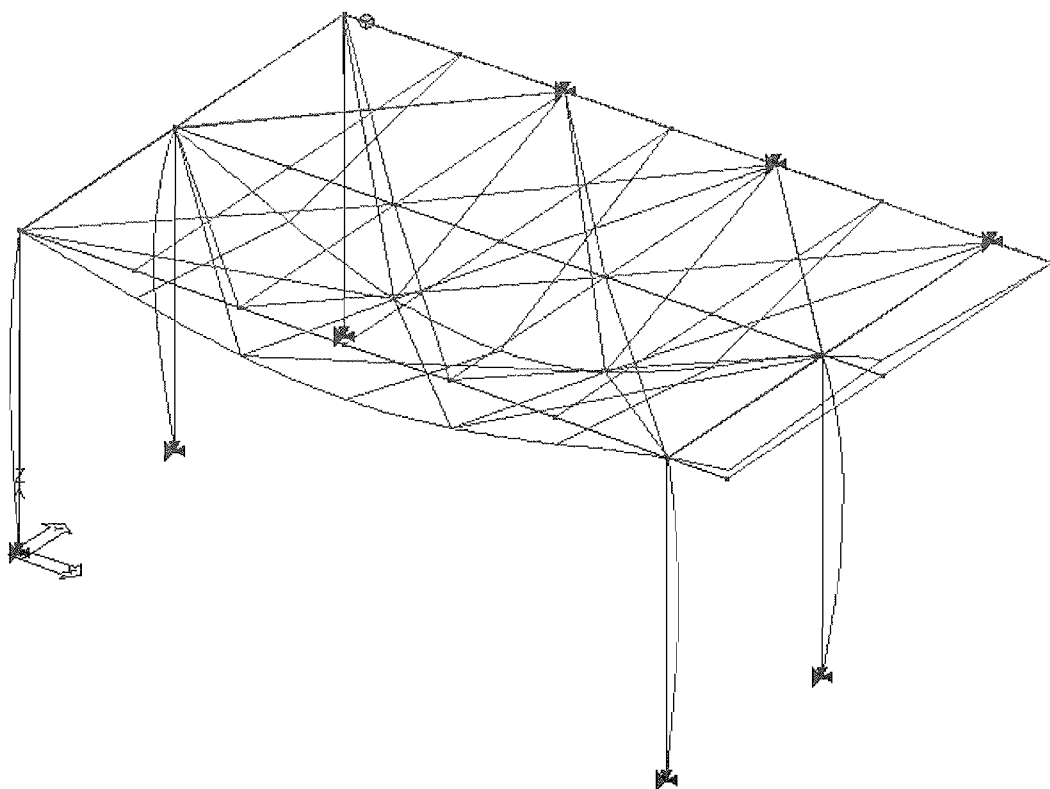
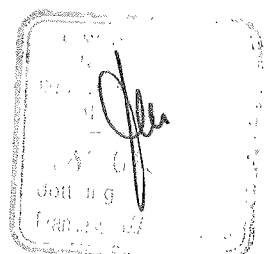


IMMAGINE n. 11 – Stato Deformativo per Sisma Principale Y+
e Relativi Valori Numerici degli Spostamenti

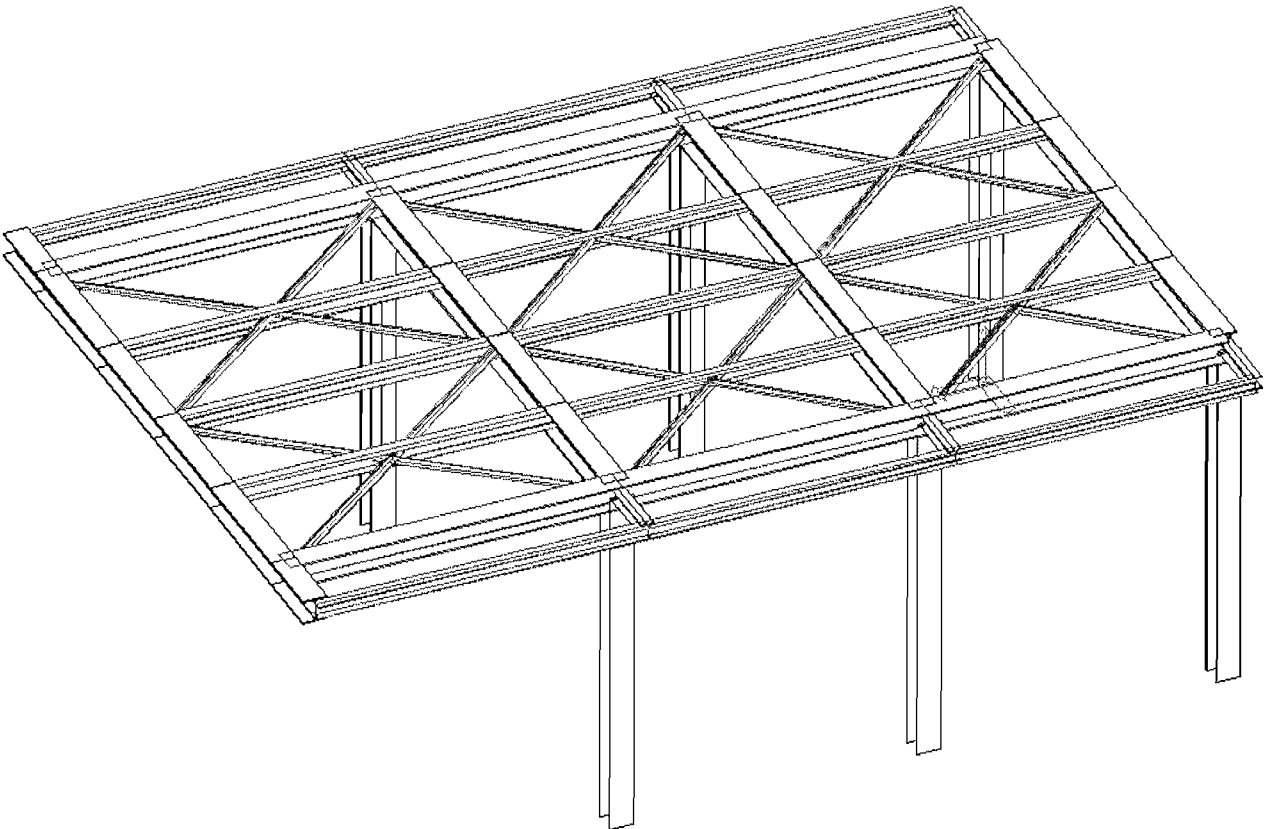
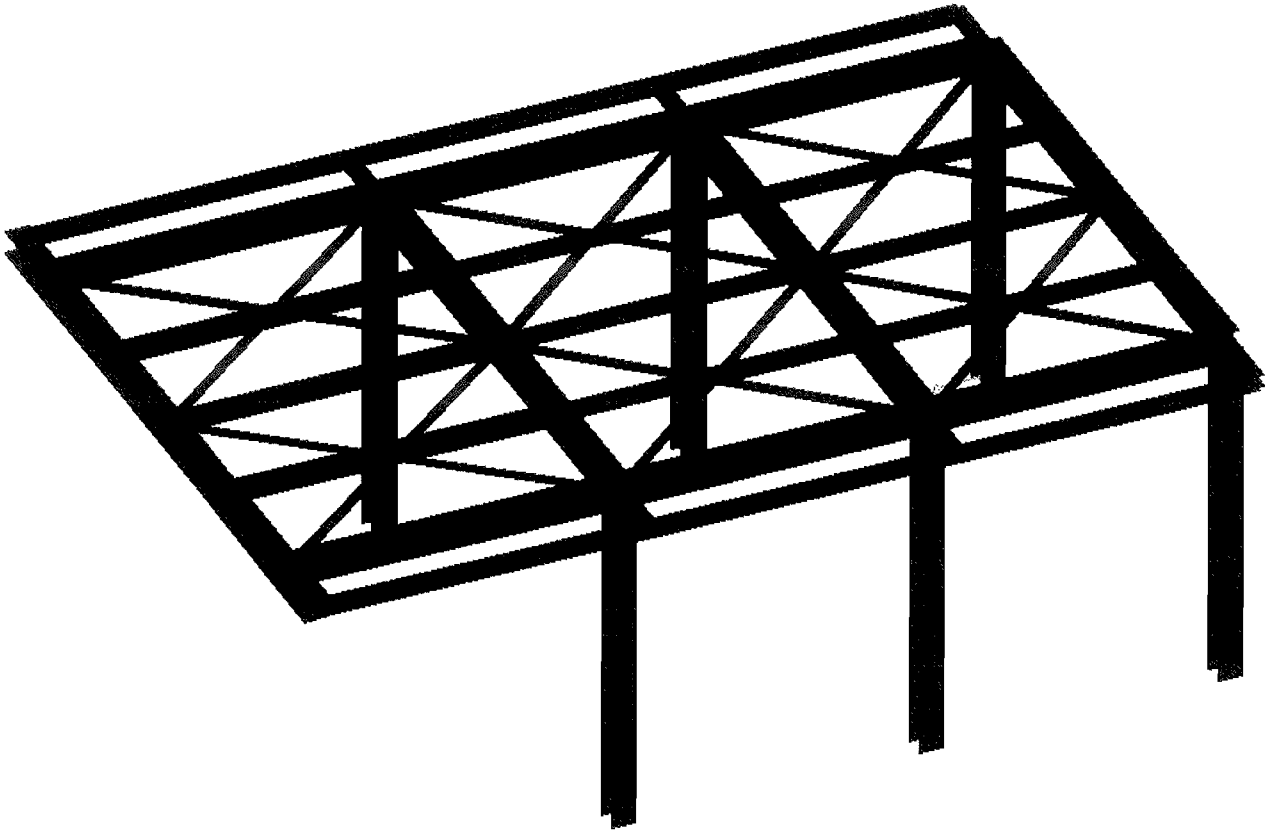


Struttura Portante in Carpenteria Metallica costituita da numero tre telai principali (pilastri e travi in HEB 300 con collegamento rigido trave-pilastro) da travi di collegamento costituite da HEA 160 e HEA 200, nelle posizioni intermedie e da HEB 300 in posizione di estremità in corrispondenza dei pilastri.

--	--	--



IMMAGINI n. 3 – Viste Globali 2



Mappa [X]

Sfruttamento [%]

Massimo 49.10

45.83
42.55
39.28
36.01
32.74
29.47
26.19
22.92
19.65
16.38
13.11
9.83
6.56
3.29

Minimo 1.865e-02

Range Default

11/11/2011 11:11 AM

IMMAGINE n. 6 – Mappatura dello Stato di Verifica di Resistenza (Stati Limite Ultimi)

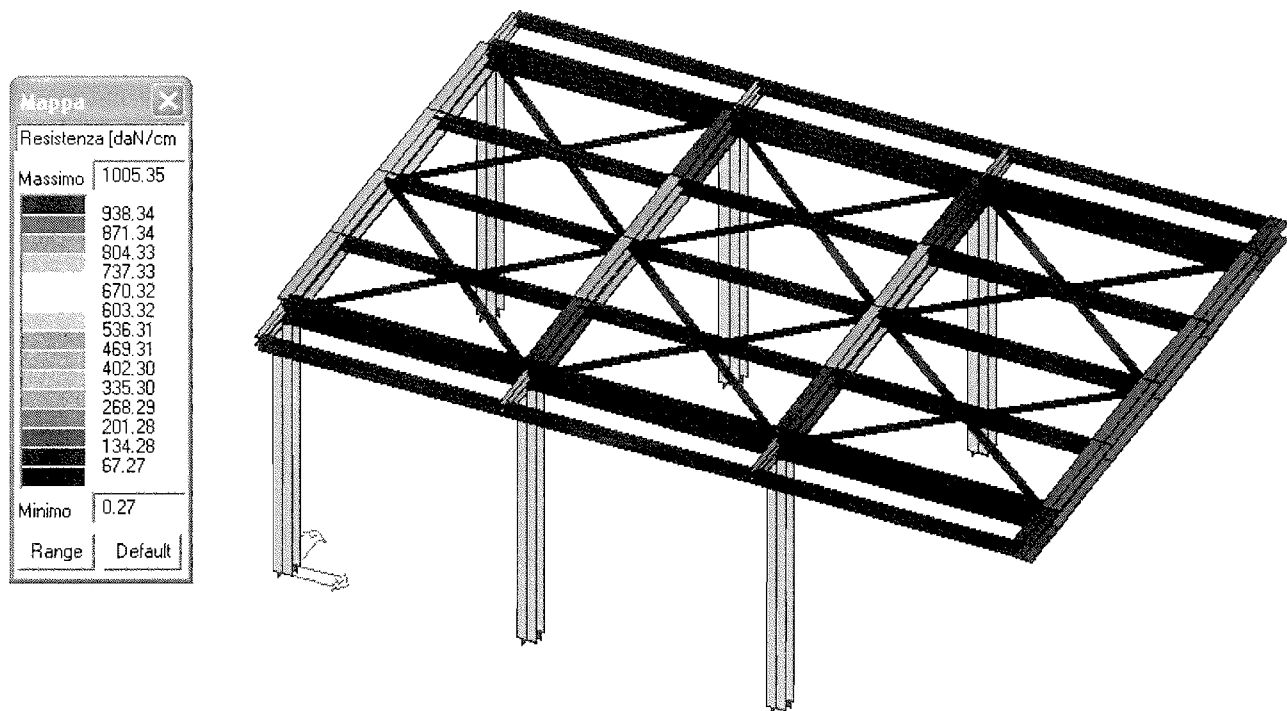


IMMAGINE n. 7 – Mappatura dello Stato di Verifica di Stabilità (Stati Limite Ultimi)

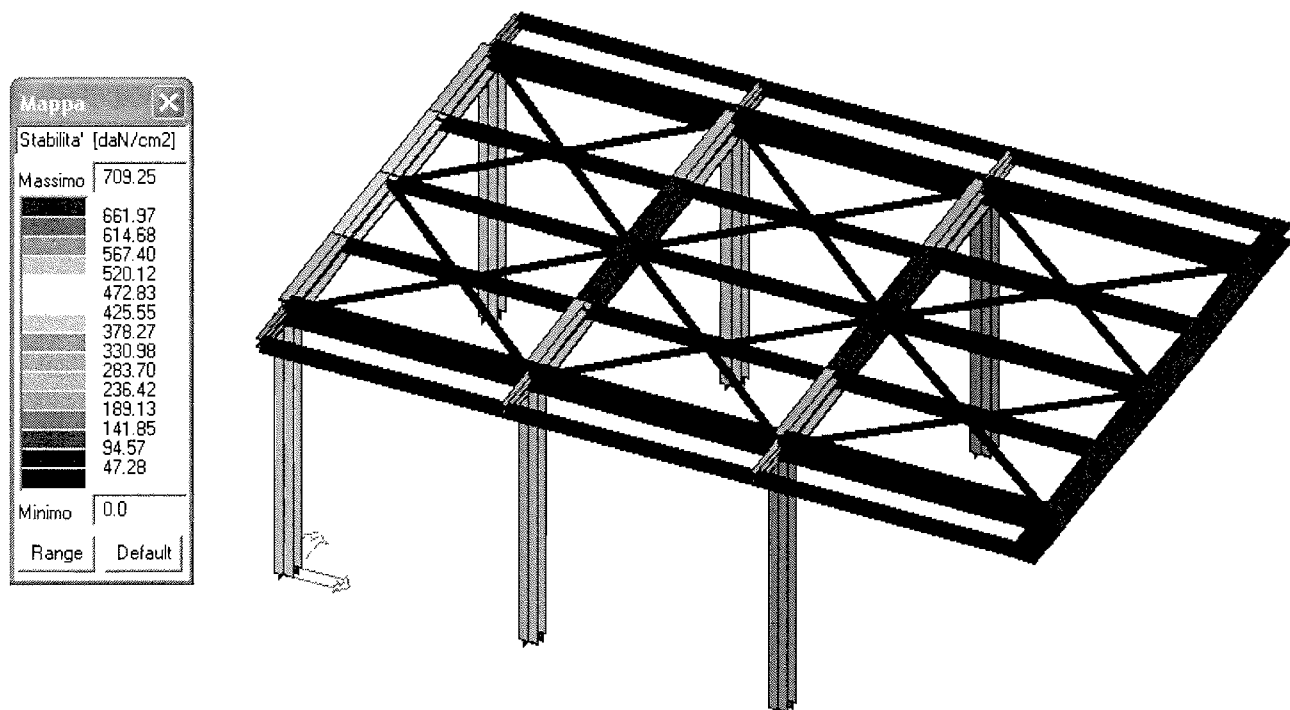


IMMAGINE n. 8 – Mappatura dello Stato di Verifica allo Svergolamento (Stati Limite Ultimi)

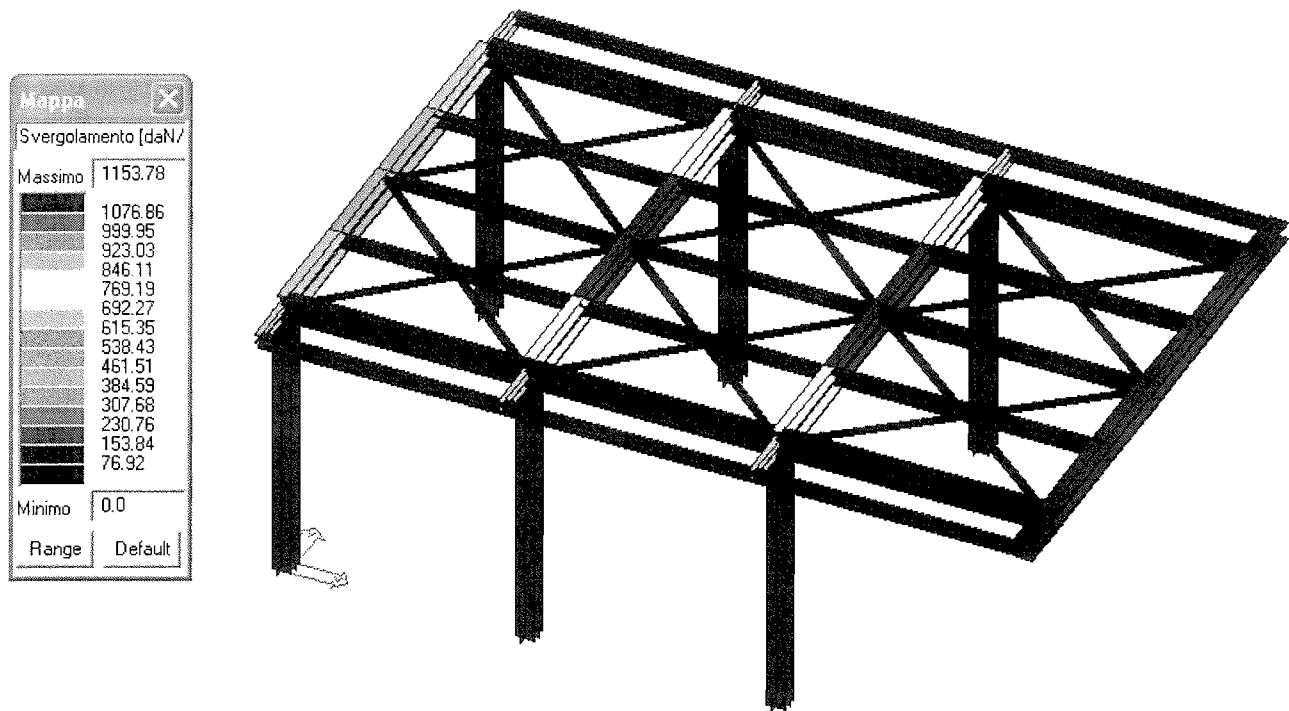
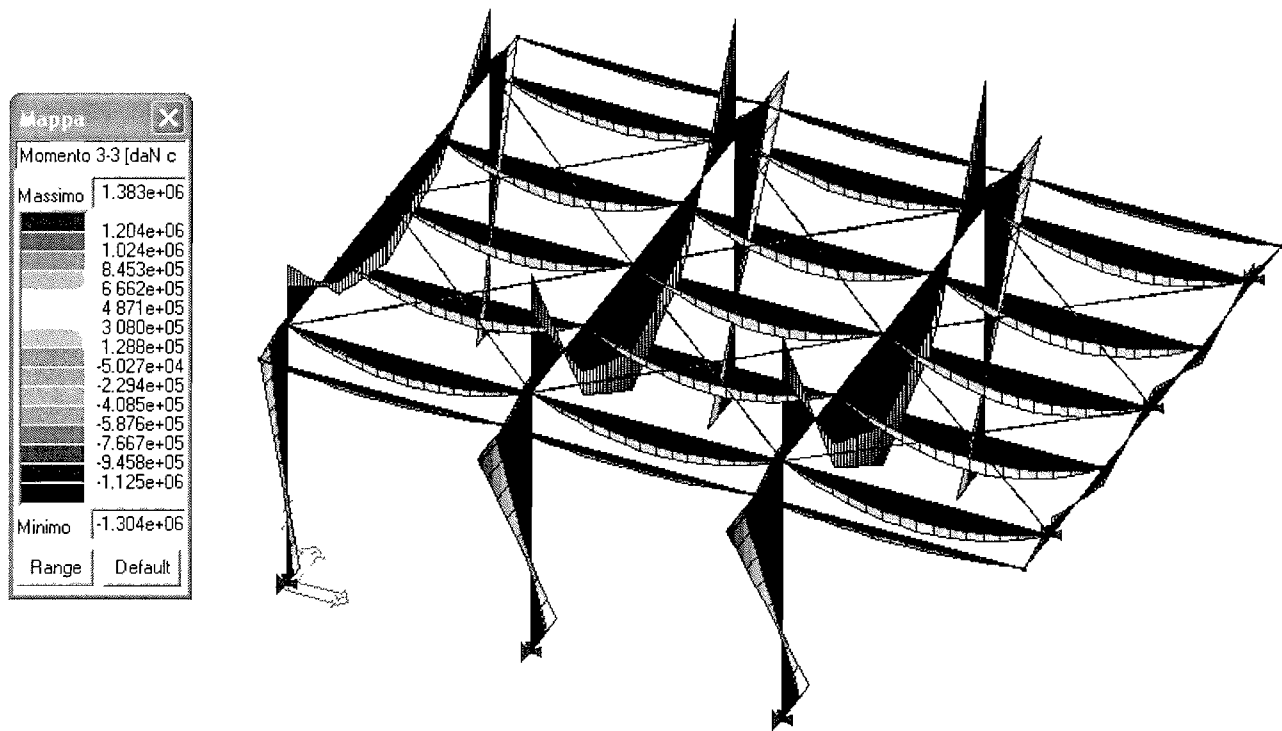


IMMAGINE n. 9 – Involuppo dei Momenti di Progetto M33



[Handwritten signature]

IMMAGINE n. 10 — Stato Deformativo per Sisma Principale X-
e Relativi Valori Numerici degli Spostamenti

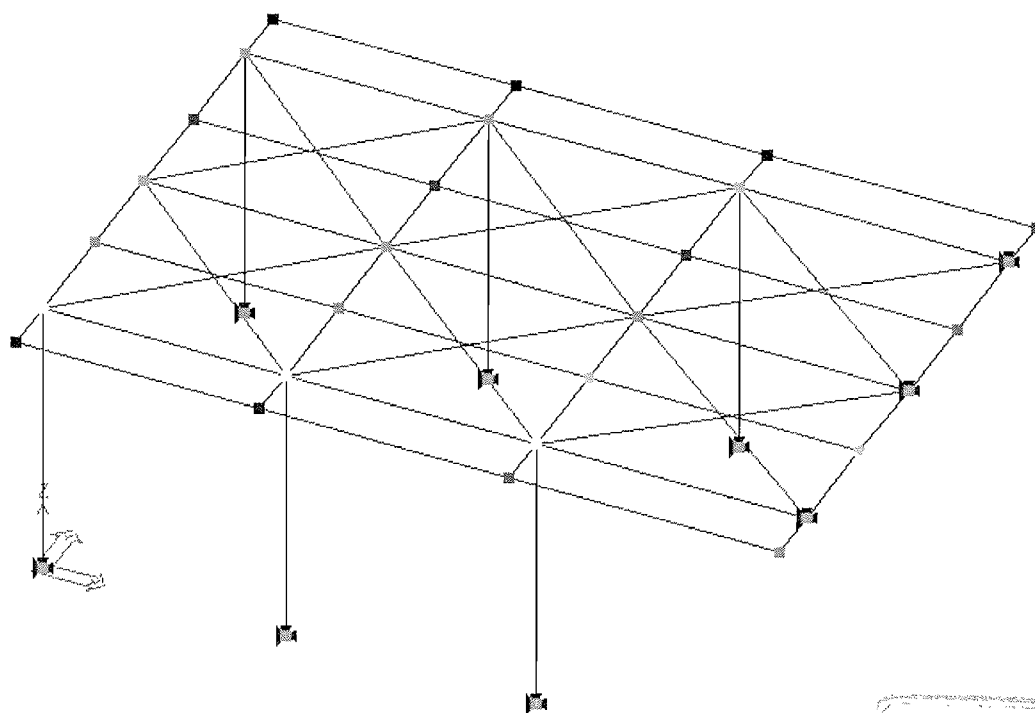
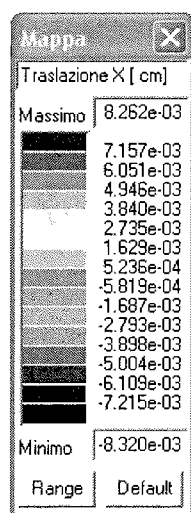
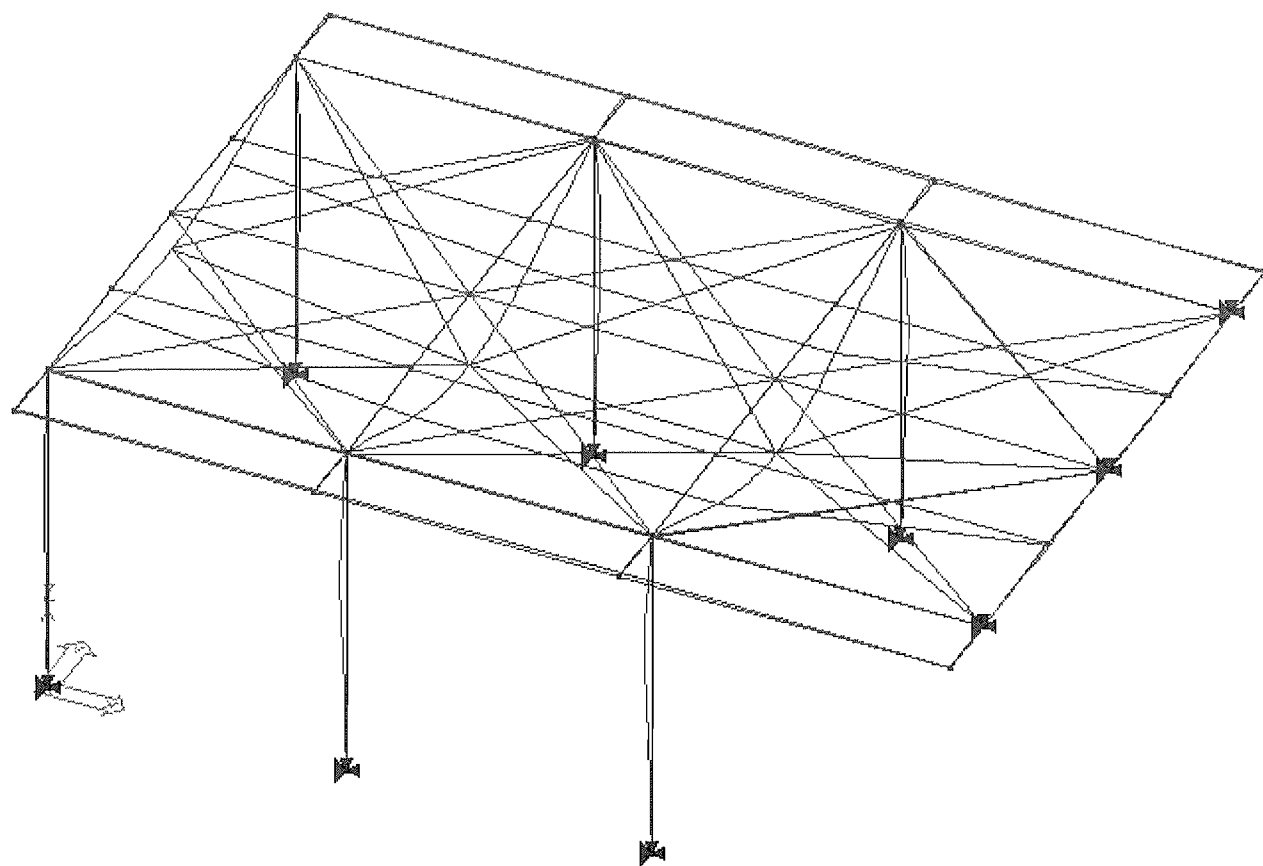
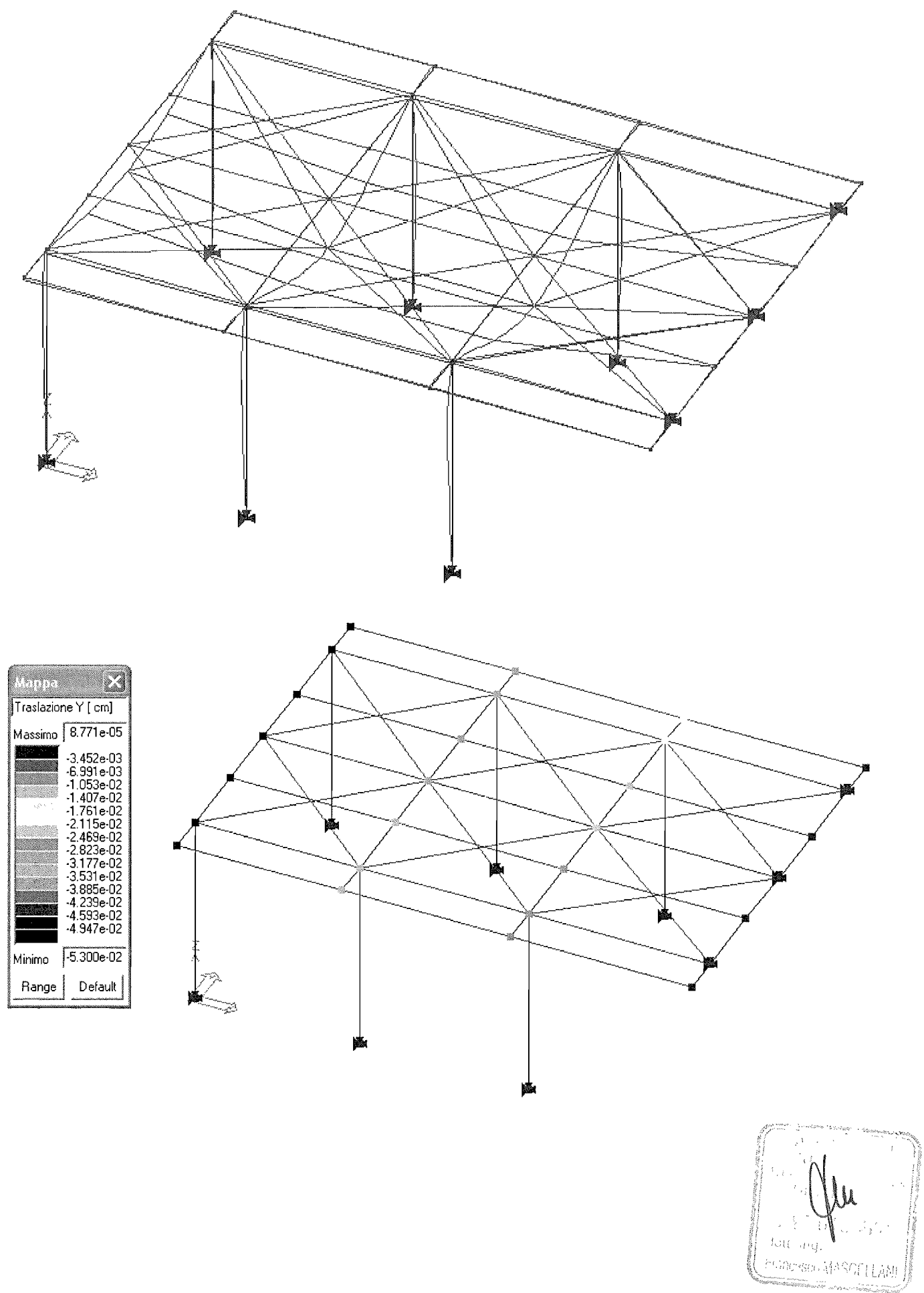
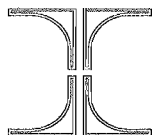


IMMAGINE n. 11 – Stato Deformativo per Sisma Principale Y+ e Relativi Valori Numerici degli Spostamenti





12. ALLEGATO 7: modello di calcolo nodo alla base dei pilastri metallici



TABULATO DI VERIFICA

PresFle 2.0: 05-27-2008

Valori in daN, cm

Calcestruzzo $R_{ck} = 300$ daN/cm²

Fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo 1.6

Acciaio $f_{yk} = 3140$ daN/cm²

Modulo elastico acciaio $E = 2060000$ daN/cm²

Sezione rettangolare

B(dimensione X)= 70 cm H(dimensione Y)= 40 cm

Coordinate del baricentro $x_g = 0$ $y_g = 0$

Armature localizzate

pos.	Ø	x(cm)	y(cm)
1	36	-28.0	13.5
2	36	28.0	13.5
3	36	28.0	-13.5
4	36	-28.0	-13.5

Sollecitazioni riferite al baricentro della sezione

$N = -20100$ daN (positivo se di trazione)

$M_x = 1010000$ daN*cm (positivo se tende le fibre per $y > 0$)

$M_y = 218600$ daN*cm (positivo se tende le fibre per $x > 0$)

Metodo di calcolo usato: stati limite ultimi

Calcolo dilatazioni non eseguito

Rapporto tra sollecitazioni ultime e sollecitazioni agenti 2,23344

Sezione verificata

Sollecitazioni ultime:

$N_u = -44892,1$ daN

$M_{xu} = 2255773,3$ daN*cm

$M_{yu} = 488229,7$ daN*cm

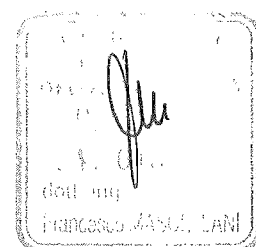
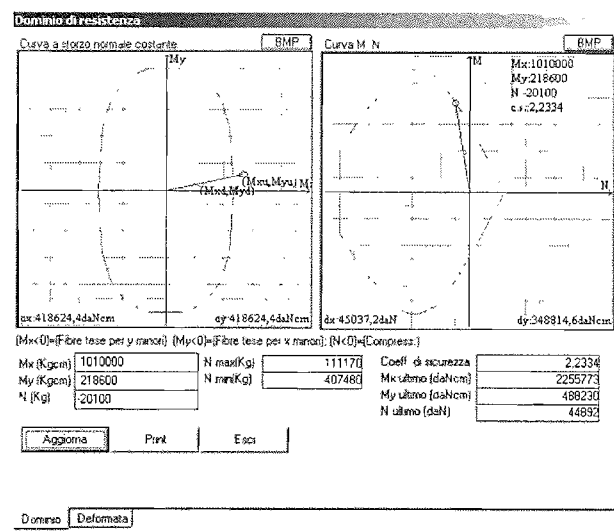
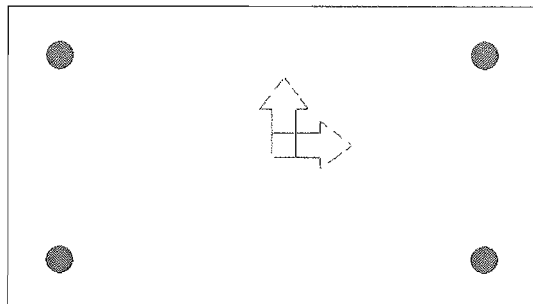
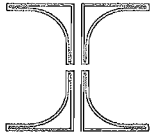


IMMAGINE DI VERIFICA



13. ALLEGATO 8: verifica al galleggiamento vasca interrata





Verifica al galleggiamento sala interrata

Volume acqua spostato (sottospinta): mt. $19,30 \times 8,40 \times 6,00 \times 1.000 \text{ daN/mc} = 972.720 \text{ daN}$

Zavorra a contrasto:

Diaframmi: $(19,30 \times 2 + 7,40 \times 3 + 2 \times 2,50) \times 0,50 \times 13,00 \times 2.500 \text{ daN/mc} = 1.069.250 \text{ daN}$

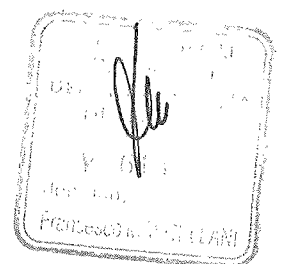
Platea: $(17,30 \times 7,40) \times 0,50 \times 2.500 \text{ daN/m} = 160.025 \text{ daN}$

Copertura (solo peso proprio): $(17,30 \times 7,40) \times 0,50 \times 2.500 \text{ daN/m} = 160.025 \text{ daN}$

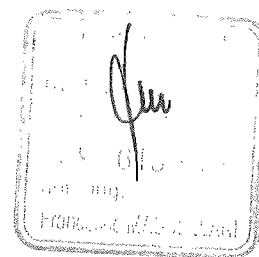
Totale zavorra a contrasto = 1.389.300 daN

Coefficiente di sicurezza al galleggiamento:

$1.389.300 / 972.720 = 1,42$ sufficiente in quanto si trascura l'effetto dell'infissione delle paratie nel terreno.



**14. ALLEGATO 9: modello a elementi finiti calcolo coperchio
vasca interrata**



LASTRA FORATA in C.C.A. di COPERTURA VASCA INTERRATA

PREMESSA

CARICHI CONSIDERATI per il DIMENSIONAMENTO e VERIFICA STRUTTURALE

- Peso Proprio Lastra in c.a.	1.250 daN/m ²
- Peso Proprio Conglomerato Bituminoso	600 daN/m ²
- Peso Proprio Controsoffittatura	30 daN/m ²
- Sovraccarico Veicolare Mezzo VVFF	20.000 daN

MODELLO STRUTTURALE

IMMAGINE n. 1 – Vista Globale 1

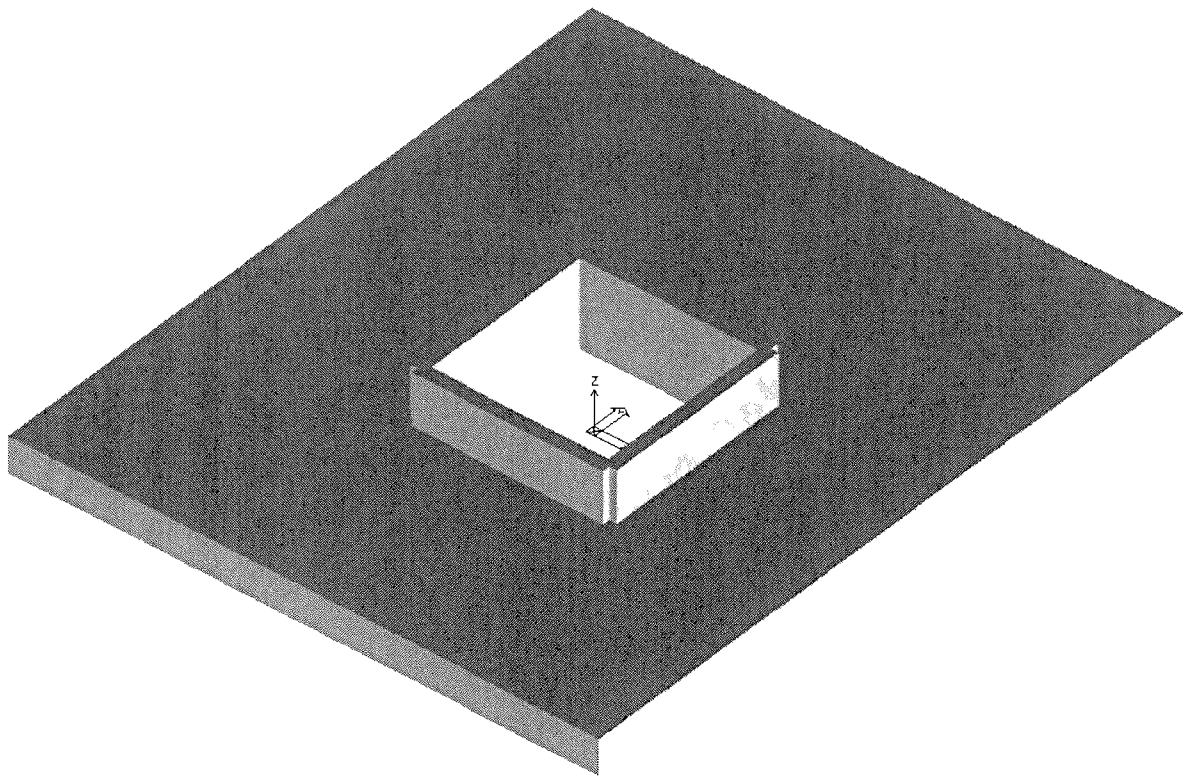


IMMAGINE n. 2 -- Vista Globale 1



IMMAGINI n. 3 – Vista i Pianta

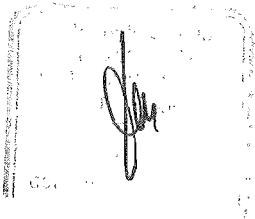
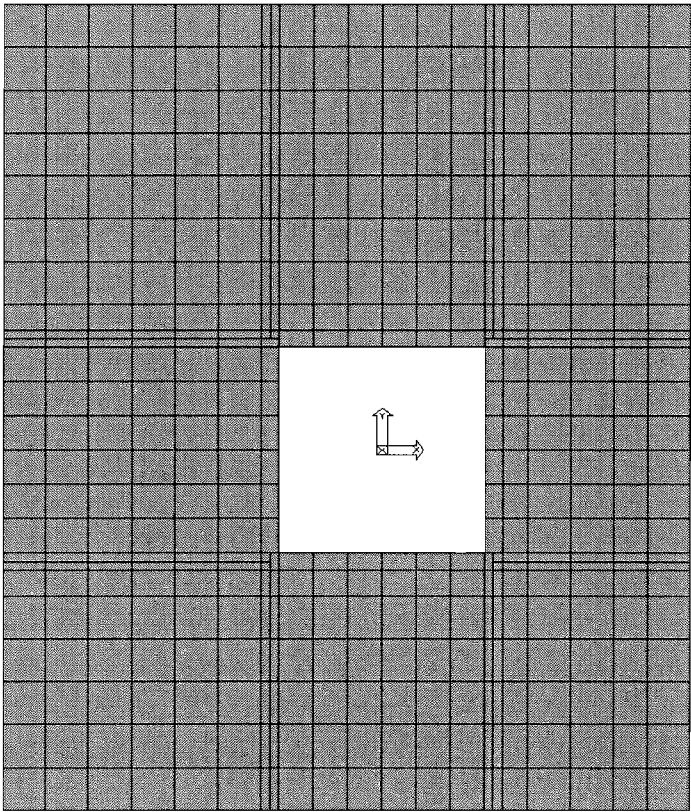


IMMAGINE n. 4 – Prospetto Laterale



IMMAGINE n. 5 – Indicazione Numeri dei Nodi – vista parziale 1

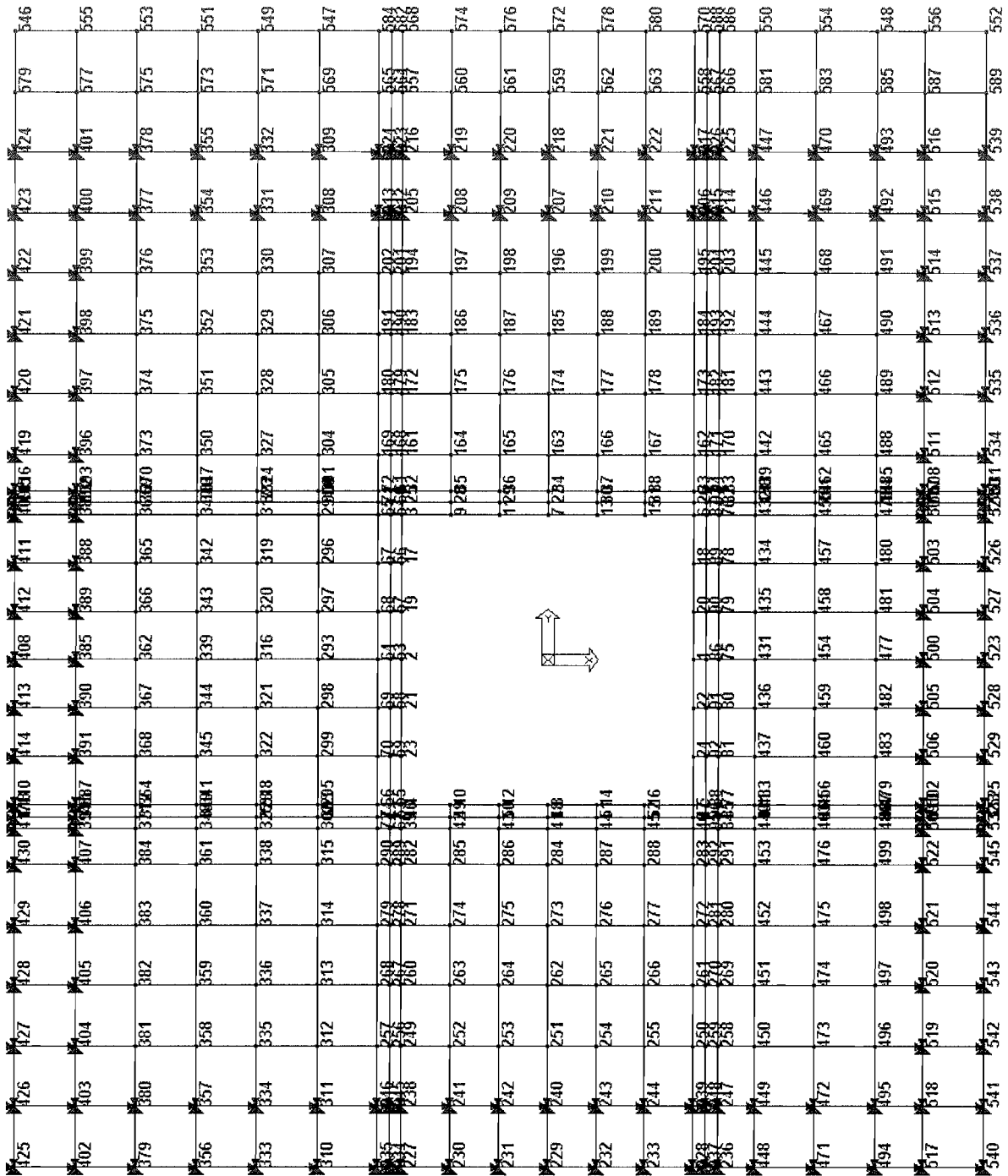
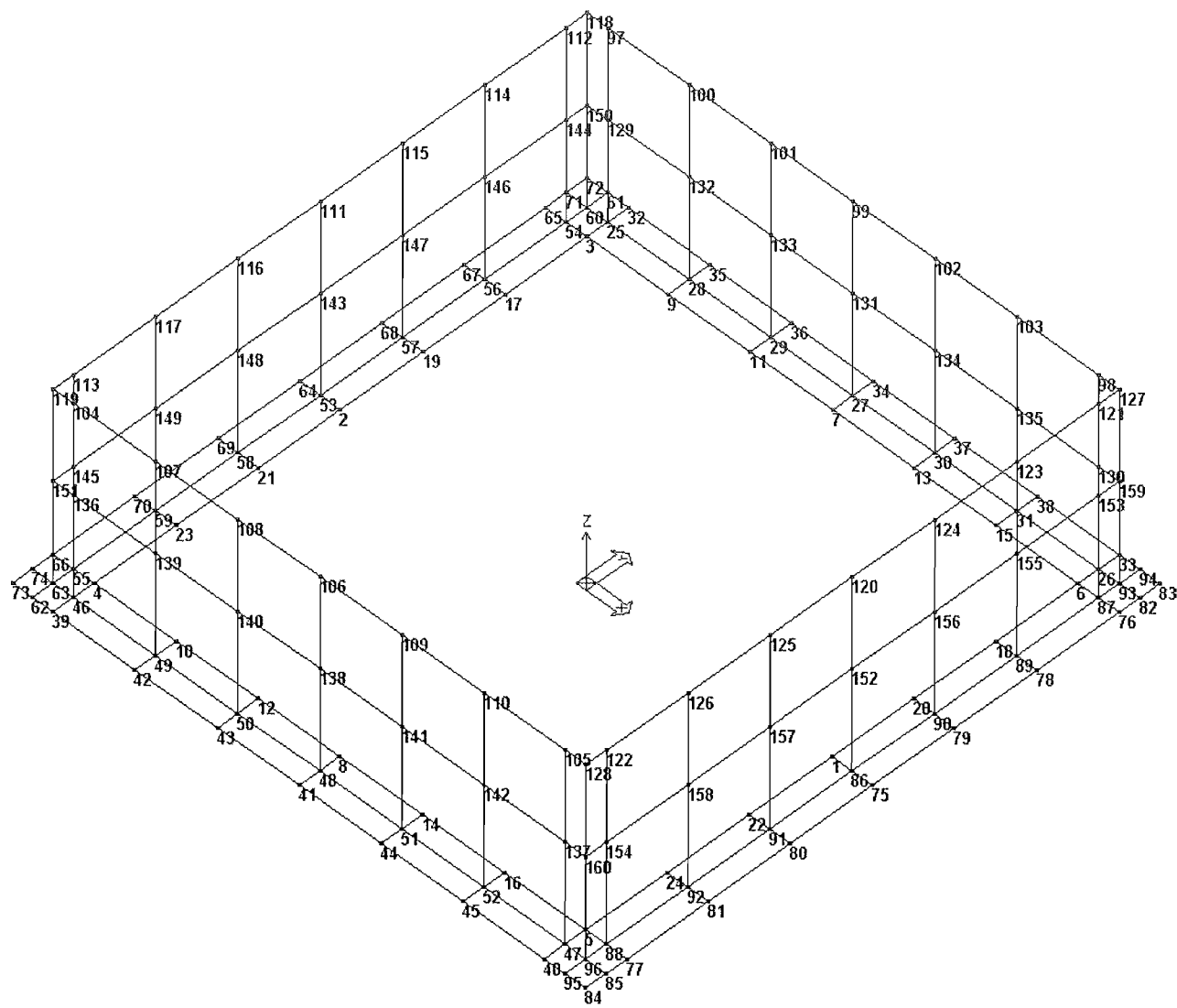


IMMAGINE n.6 – Indicazione Numeri dei Nodi – vista parziale 2



COLLAZIONE

IMMAGINE n.7 – Indicazione Numeri degli Elementi 3D – vista parziale 1

470	449	428	407	386	365	344	323	302	281	260	239	218	197	176	155	134	113	92	71	50	29	8
471	450	429	408	387	366	345	324	303	282	261	240	219	198	177	156	135	114	93	72	51	30	9
472	451	430	409	388	367	346	325	304	283	262	241	220	199	178	157	136	115	94	73	52	31	10
473	452	431	410	389	368	347	326	305	284	263	242	221	200	179	158	137	116	95	74	53	32	11
474	453	432	411	390	369	348	327	306	285	264	243	222	201	180	159	138	117	96	75	54	33	12
475	454	433	412	391	370	349	328	307	286	265	244	223	202	181	160	139	118	97	76	55	34	13
476	455	434	413	392	371	350	329	308	287	266	245	224	203	182	161	140	119	98	77	56	35	14
477	456	435	414	393	372	351	330	309	288	267	246	225	204	183	162	141	120	99	78	57	36	15
478	457	436	415	394	373	352	331	310	289	268	247	226	205	184	163	142	121	100	79	58	37	16
479	458	437	416	395	374	353	332	311	290	269	248	227	206	185	164	143	122	101	80	59	38	17
480	459	438	417	396	375	354	333	312	291	270	249	228	207	186	165	144	123	102	81	60	39	18
481	460	439	418	397	376	355	334	313	292	271	250	229	208	187	166	145	124	103	82	61	40	19
482	461	440	419	398	377	356	335	314	293	272	251	230	209	188	167	146	125	104	83	62	41	20
483	462	441	420	399	378	357	336	315	294	273	252	231	210	189	168	147	126	105	84	63	42	21
484	463	442	421	400	379	358	337	316	295	274	253	232	211	190	169	148	127	106	85	64	43	22
485	464	443	422	401	380	359	338	317	296	275	254	233	212	191	170	149	128	107	86	65	44	23
486	465	444	423	402	381	360	339	318	297	276	255	234	213	192	171	150	129	108	87	66	45	24
487	466	445	424	403	382	361	340	319	298	277	256	235	214	193	172	151	130	109	88	67	46	25
488	467	446	425	404	383	362	341	320	299	278	257	236	215	194	173	152	131	110	89	68	47	26
489	468	447	426	405	384	363	342	321	300	279	258	237	216	195	174	153	132	111	90	69	48	27
490	469	448	427	406	385	364	343	322	301	280	259	238	217	196	175	154	133	112	91	70	49	28



IMMAGINE n.8 -- Indicazione Numeri degli Elementi 3D -- vista parziale 2

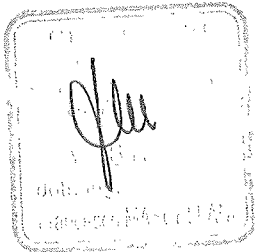
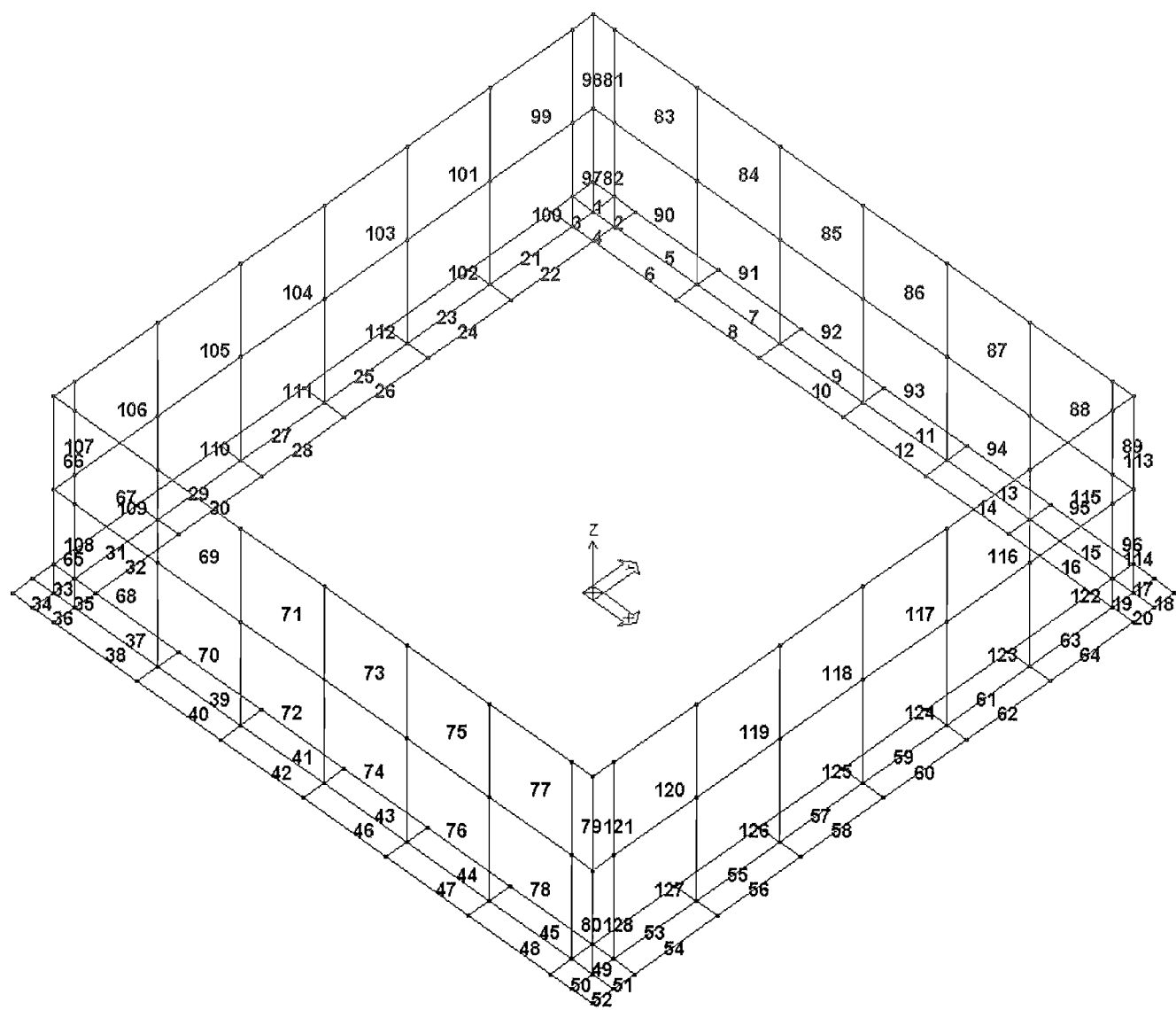


IMMAGINE n.9 – Visualizzazione Caso di Carico Permanente – P.P. strato di Conglomerato Bitum.

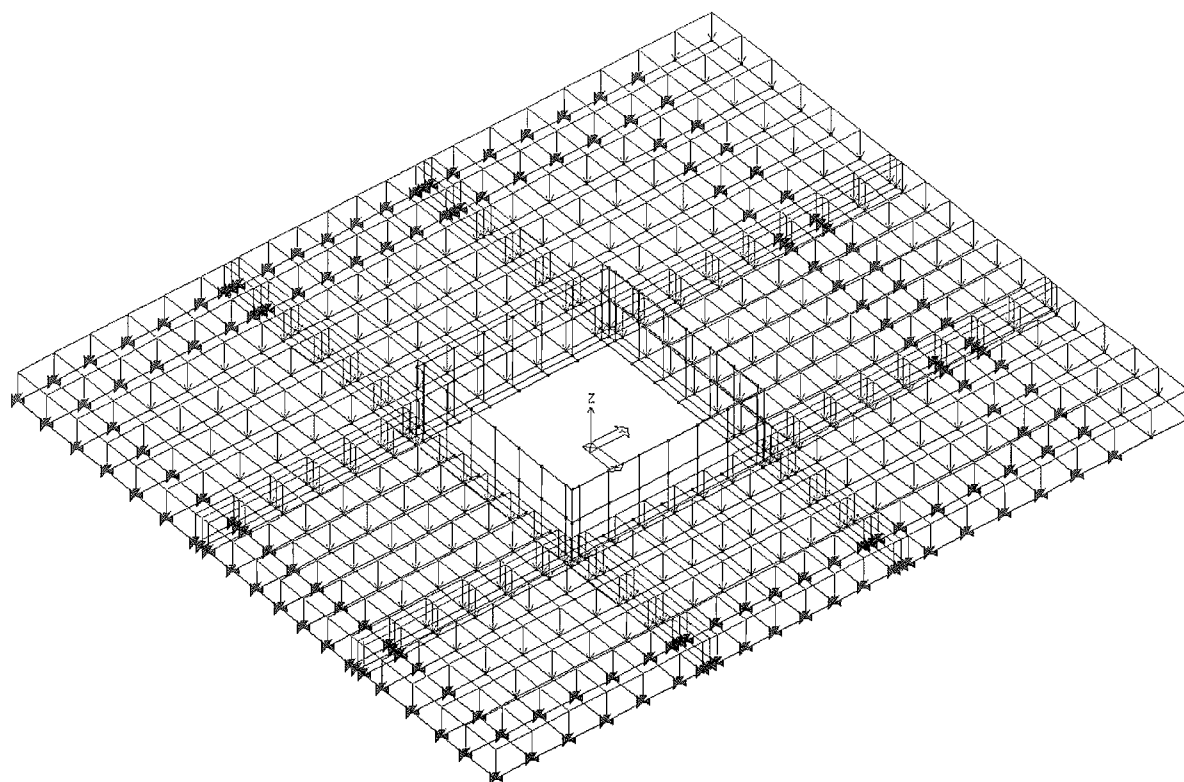


IMMAGINE n.10 – Visualizzazione Caso di Carico Accidentale – Carico Veicolare Posizione 1

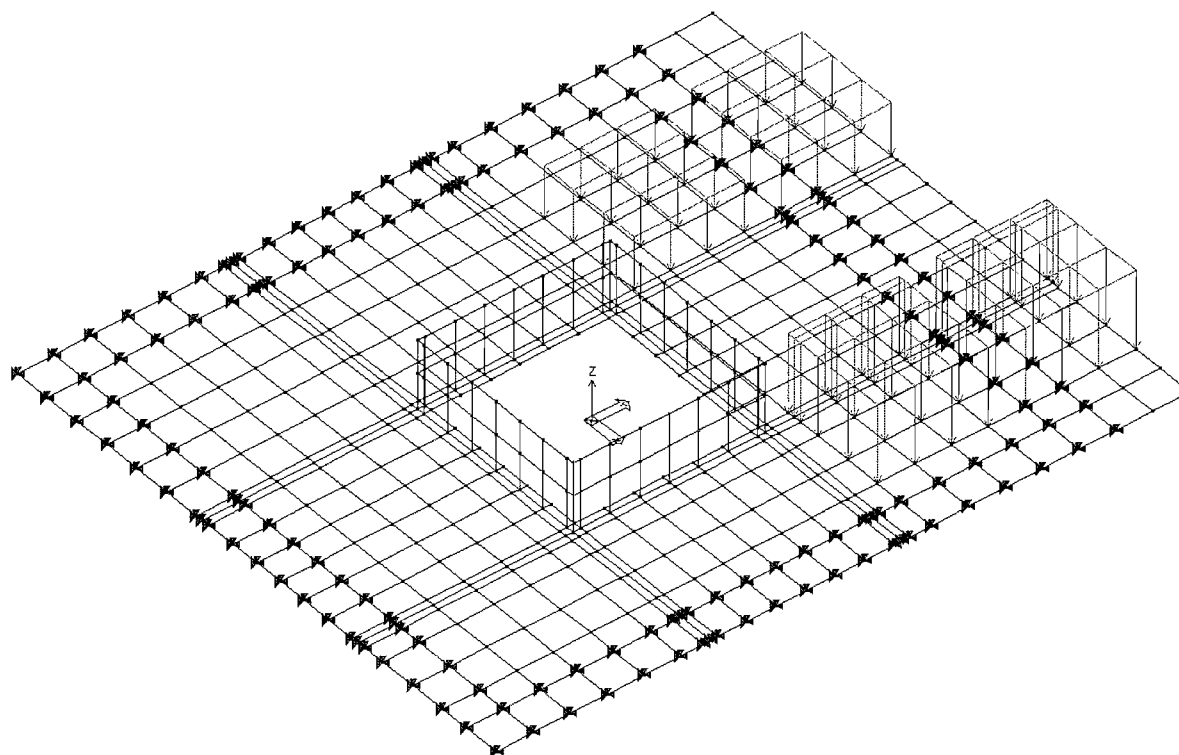


IMMAGINE n.11 -- Visualizzazione Caso di Carico Accidentale -- Carico Veicolare Posizione 2

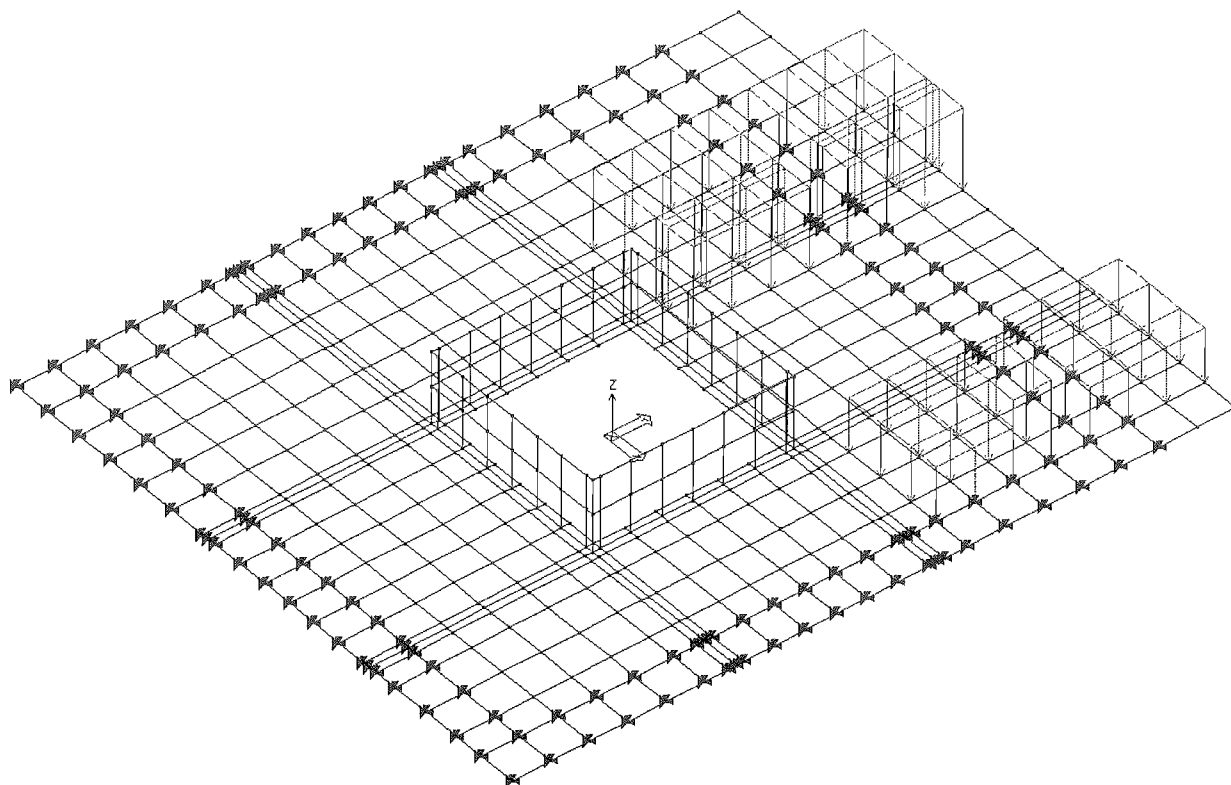


IMMAGINE n.12 -- Visualizzazione Caso di Carico Accidentale -- Carico Veicolare Posizione 3

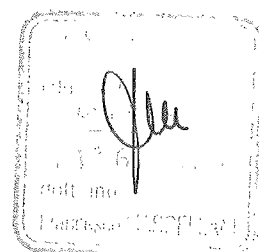
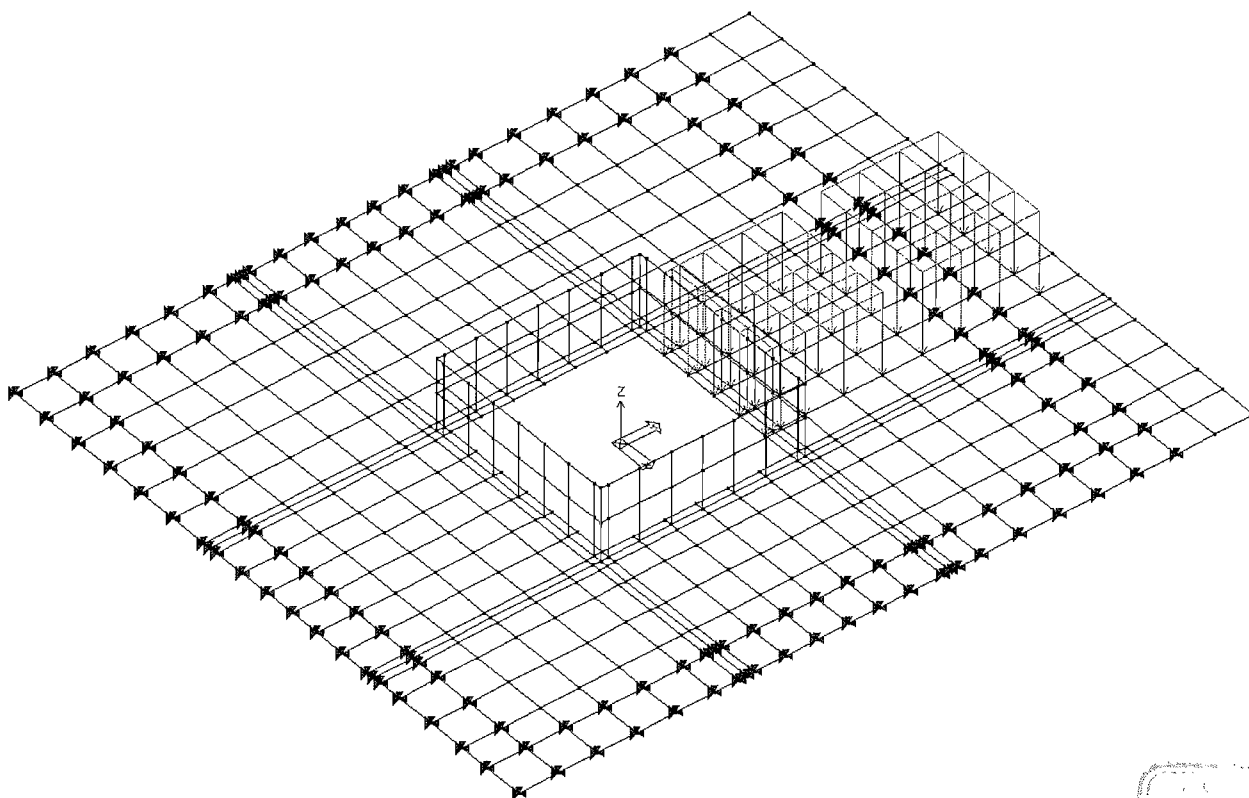


IMMAGINE n.13 – Mappatura Momenti Flettenti Max Principali – Combinazione SLU 1

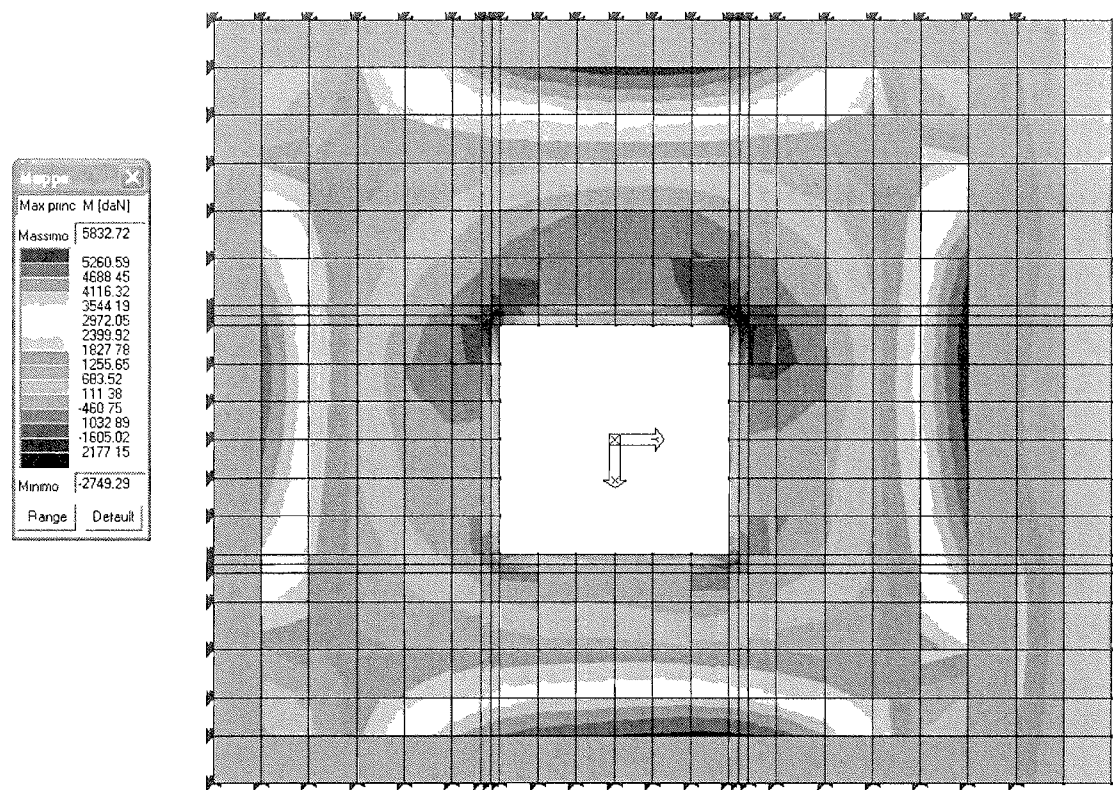
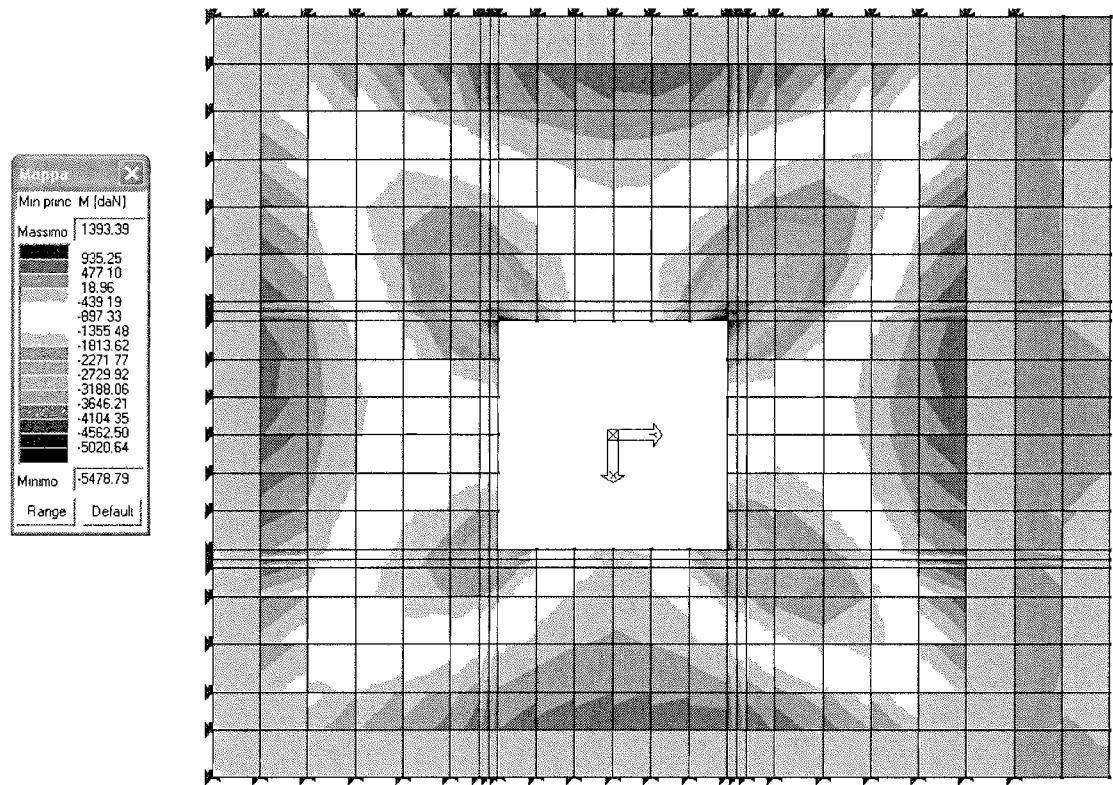


IMMAGINE n.14 – Mappatura Momenti Flettenti Min Principali – Combinazione SLU 1



Handwritten signature: *flu*

IMMAGINE n.15 – Mappatura Momenti Flettenti Max Principali – Combinazione SLU 2

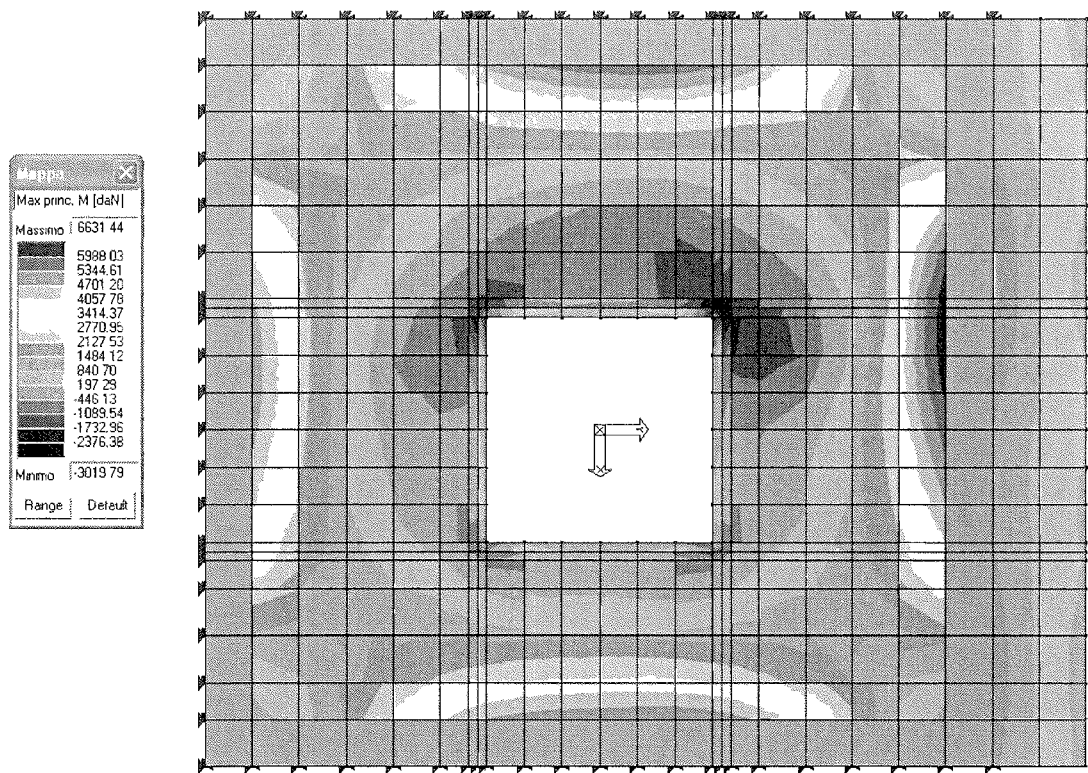
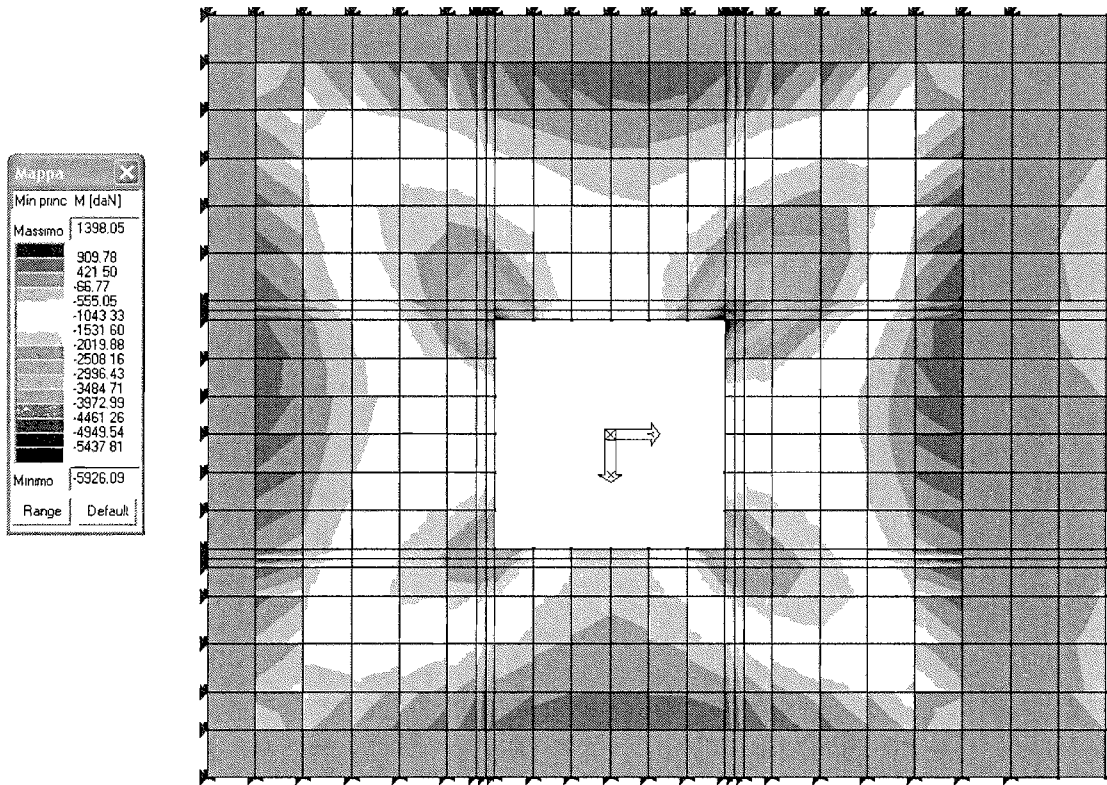


IMMAGINE n.16 – Mappatura Momenti Flettenti Min Principali – Combinazione SLU 2



OPINIONE D'ESPERTO
[Signature]
[Stamp]

IMMAGINE n.17 – Mappatura Momenti Flettenti Max Principali – Combinazione SLU 3

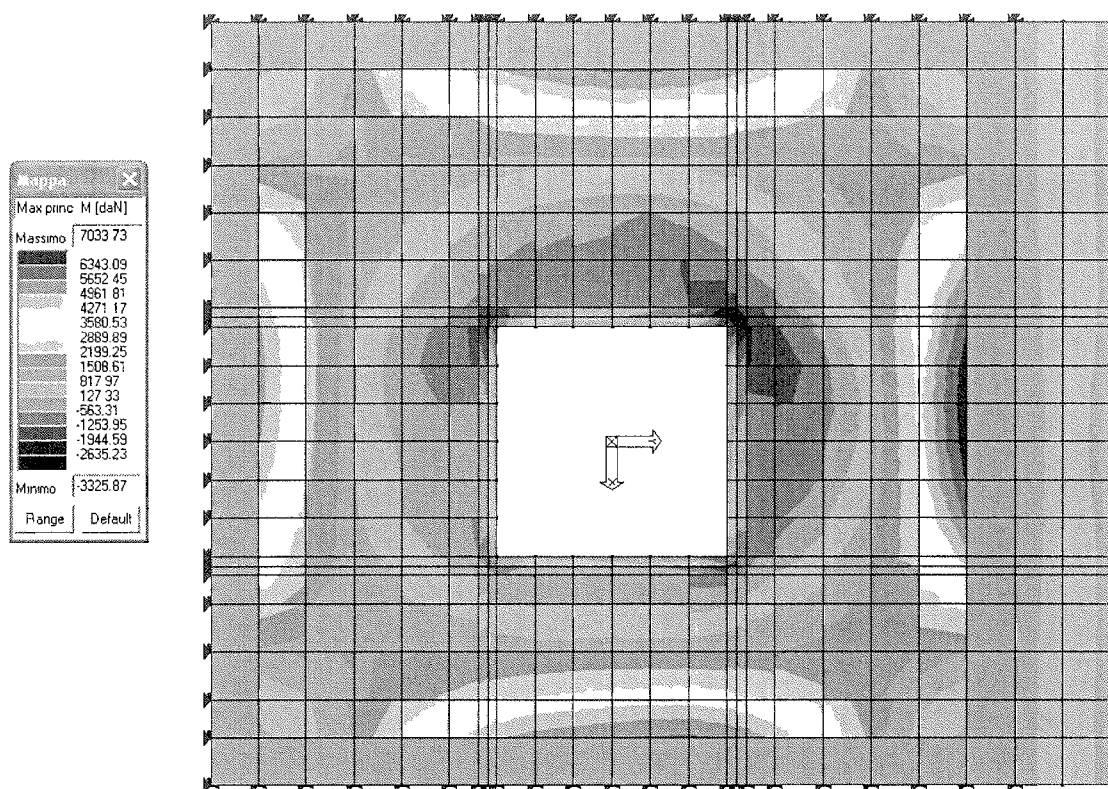
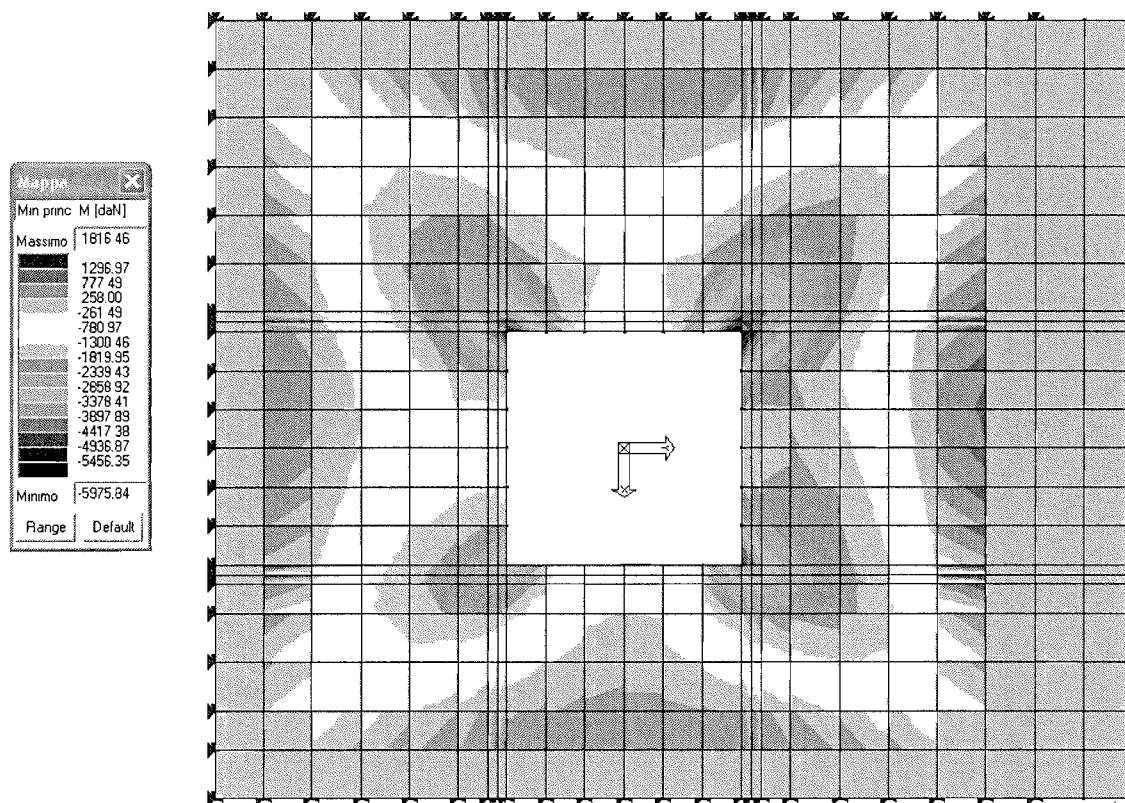


IMMAGINE n.18 – Mappatura Momenti Flettenti Min Principali – Combinazione SLU 3



flu

IMMAGINE n.19 – Mappatura Momenti Flettenti Max Principali – Combinazione SLU 4

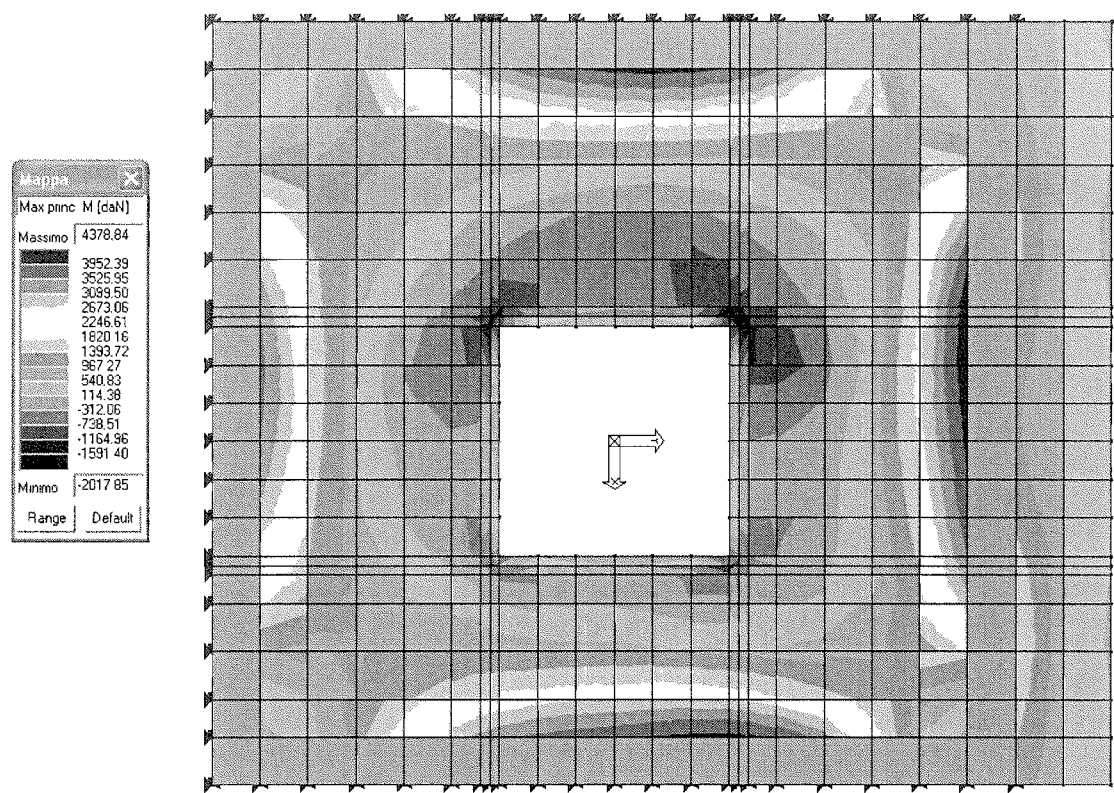
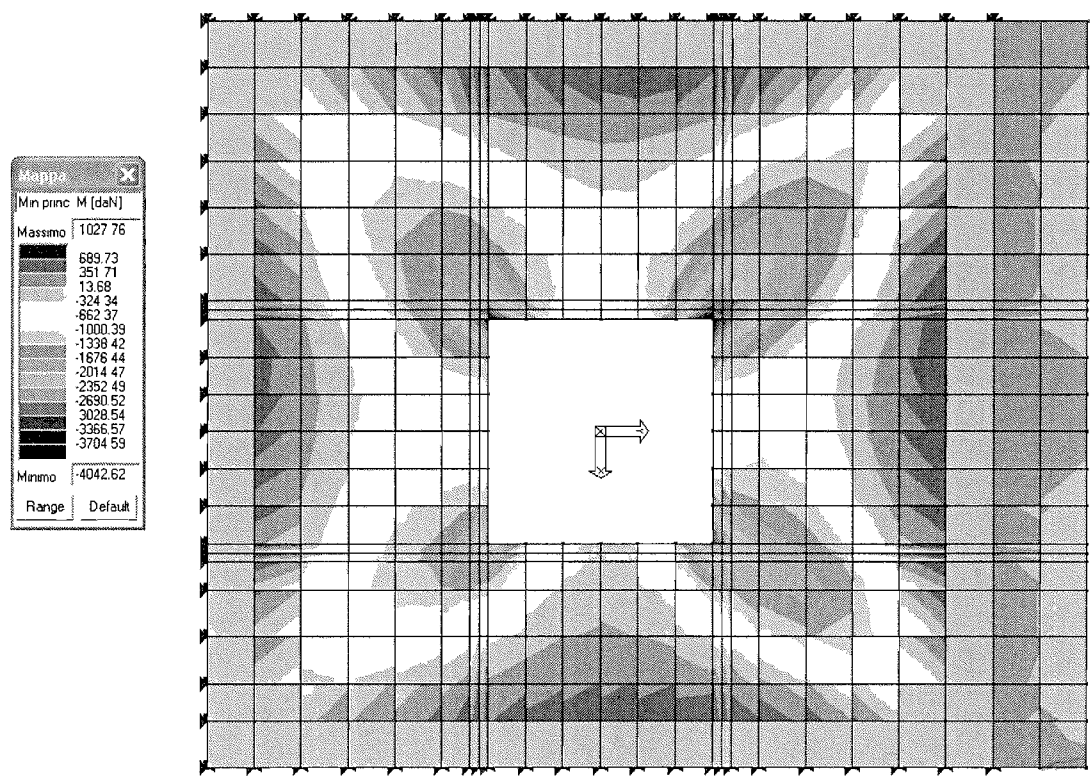


IMMAGINE n.20 – Mappatura Momenti Flettenti Min Principali – Combinazione SLU 4



Handwritten signature

IMMAGINE n.21 – Mappatura Momenti Flettenti Max Principali – Combinazione SLU 5

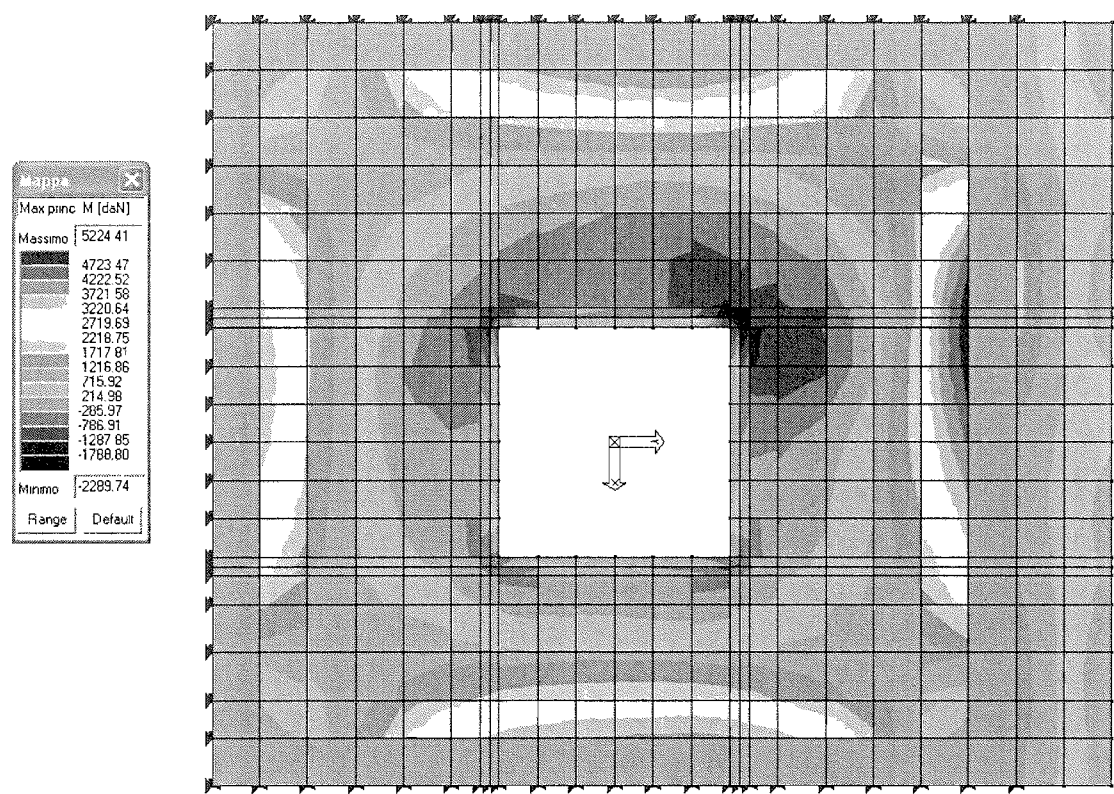
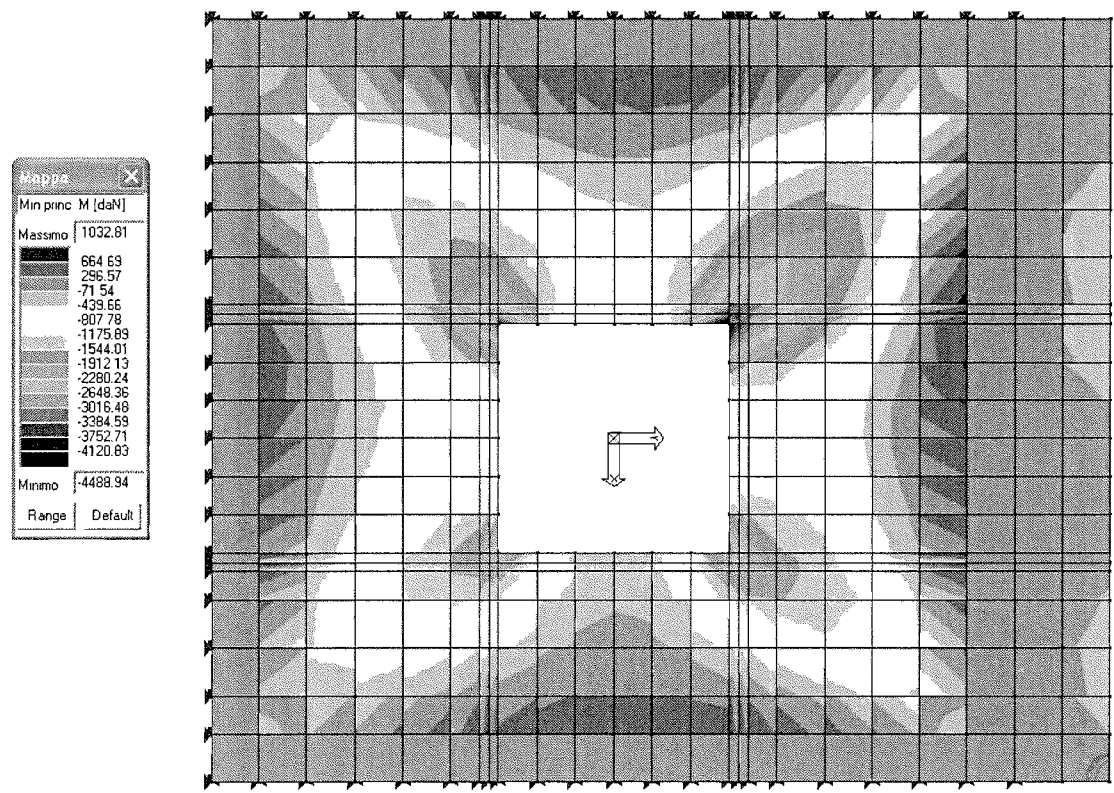


IMMAGINE n.22 – Mappatura Momenti Flettenti Min Principali – Combinazione SLU 5



flu

IMMAGINE n.23 – Mappatura Momenti Flettenti Max Principali – Combinazione SLU 6

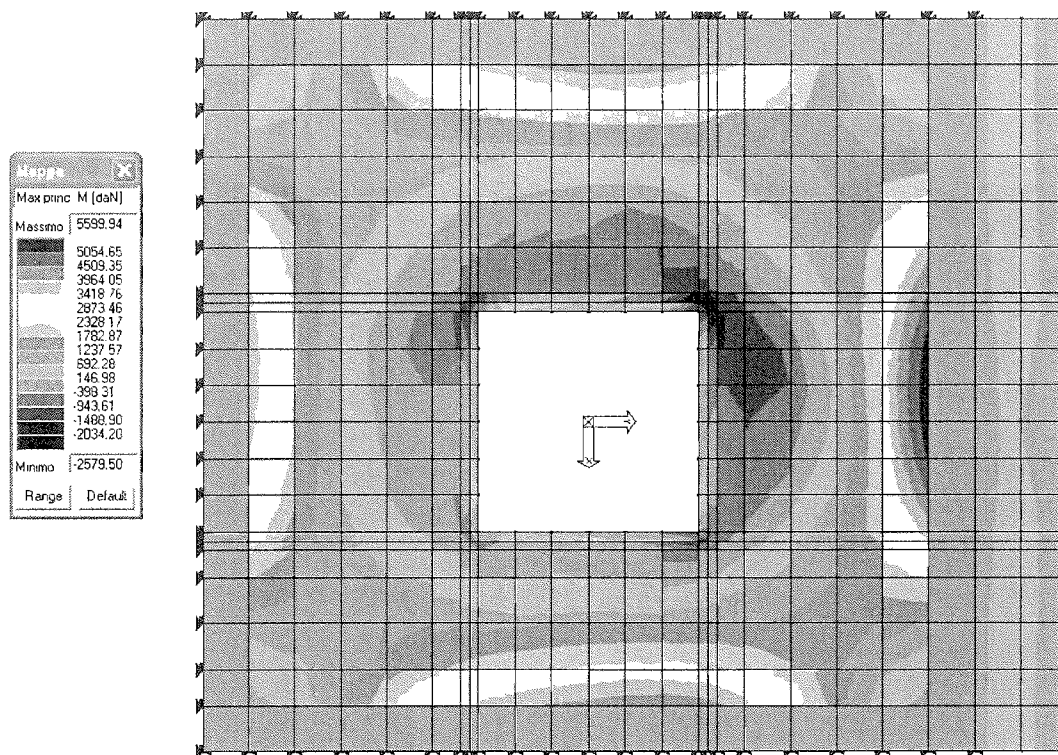
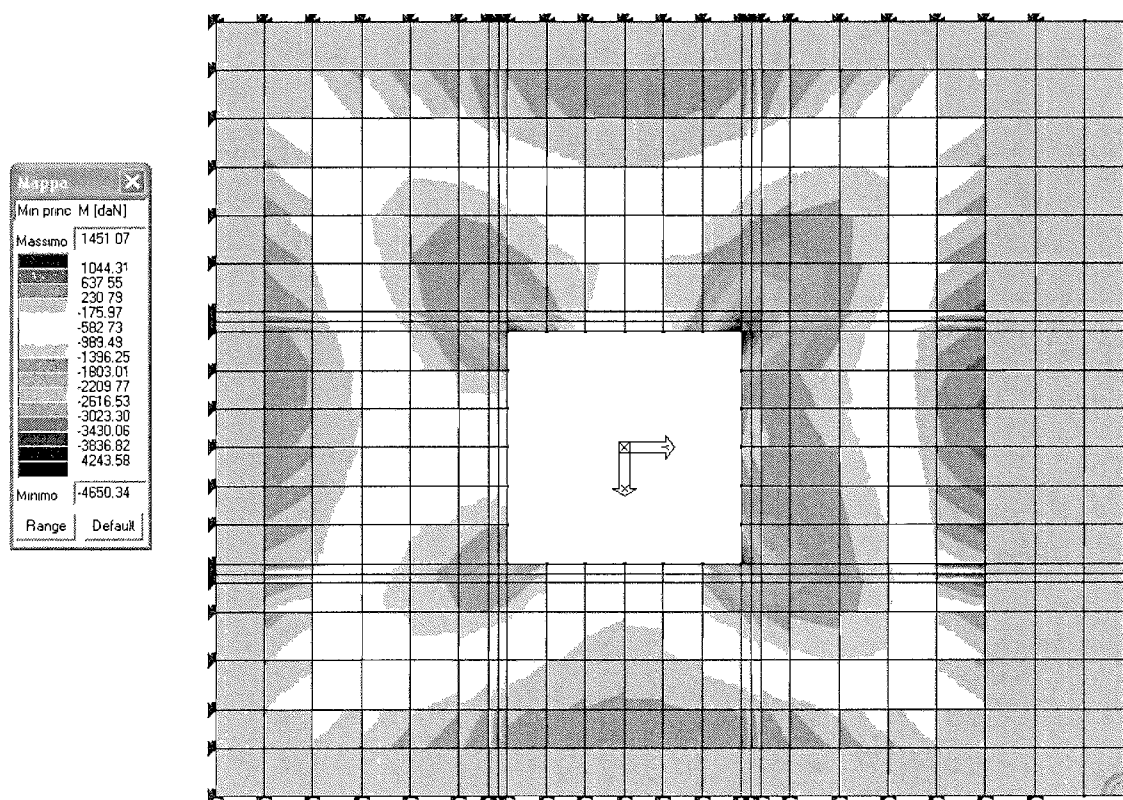


IMMAGINE n.24 – Mappatura Momenti Flettenti Min Principali – Combinazione SLU 6



Handwritten signature

IMMAGINE n.25 — Mappatura Momenti Flettenti Max Principali – Combinazione SLU 3
Vista Assonometrica

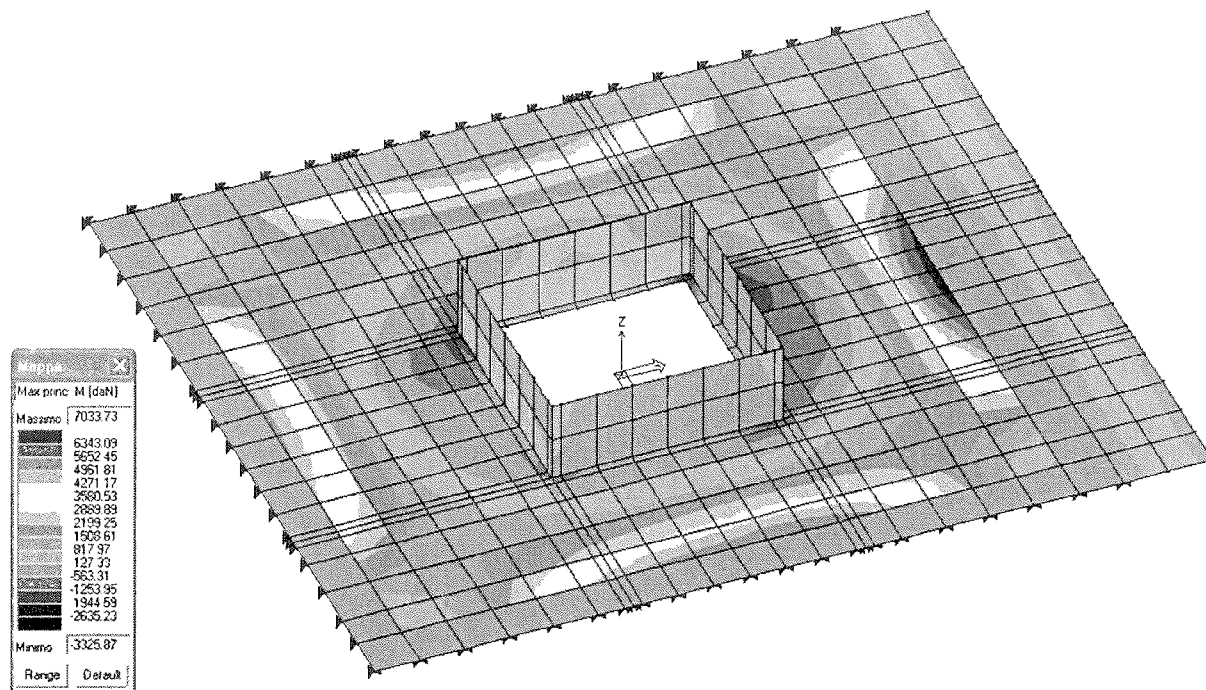
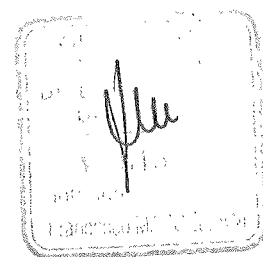
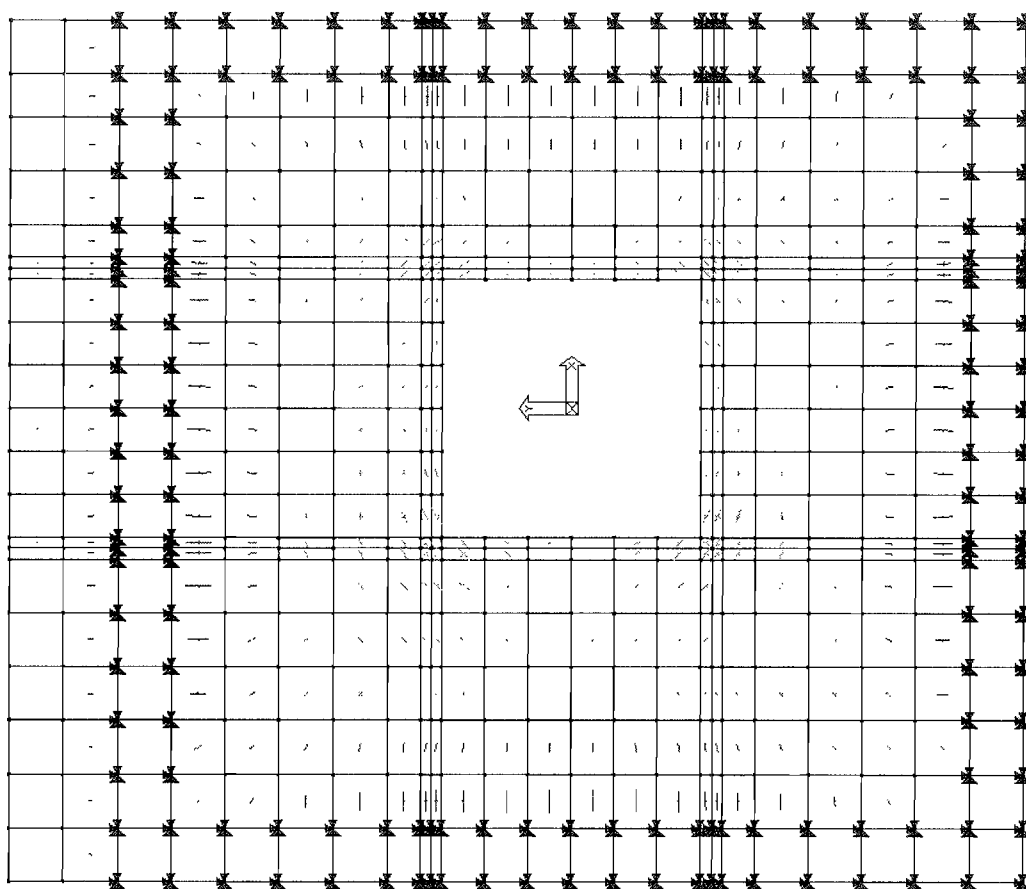
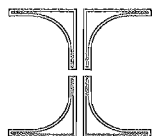
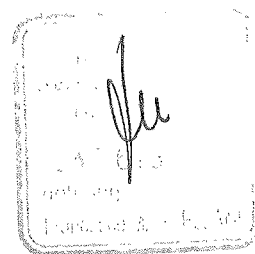


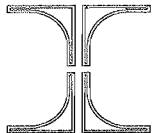
IMMAGINE n.26 — Mappatura CROCI di FLESSIONE





15. ALLEGATO 10: verifica diaframmi vasca interrata





INTECH s.r.l.

z:\1_pro\it\2007\010\pr_ese\01_rel-ca\def\all_11_rel-ill.doc

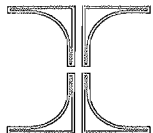
Azienda Ospedaliera Universitaria S. Anna di Ferrara
Società di Progetto: Prog. Este Spa
Impresa esecutrice: Consorzio Cona
Opere di completamento delle aree dedicate alle alte tecnologie

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

RELAZIONE ILLUSTRATIVA (art. 4, c.3° L.1086/71 e punto 10.1 D.M. 14/01/08)

1.	<i>Descrizione dell'opera</i>	2
2.	<i>Materiali previsti</i>	2
3.	<i>Normativa di riferimento</i>	2





1. Descrizione dell'opera

Trattasi di vari interventi di completamento localizzati in un complesso fabbricato esistente, fondato su pali, a destinazione ospedaliera in Cona di Ferrara, fabbricato le cui strutture risultano già positivamente assoggettate a collaudo statico (lavori denunciati con pratica L.1086/71 depositata, di seguito indicata in breve "Denuncia A"), fabbricato per il quale tuttavia non risulta ancora rilasciato certificato di conformità edilizia/agibilità. Attualmente sono in corso di attuazione opere complementari (tunnel di servizio interrato sul lato Sud-Est, in corso di esecuzione, e "Blocchi A,B,C", di altezza pari a circa 15,50 mt. e larghezza pari a circa 3,50 mt, in adiacenza al fabbricato esistente, in corso di progettazione e non ancora eseguito, sul lato Nord-Ovest) nelle immediate vicinanze dello stesso complesso, con le quali si avrà parziale interazione (lavori denunciati con pratica L.1086/71 depositata e non ancora collaudati, di seguito indicata in breve "Denuncia B").

2. Materiali previsti

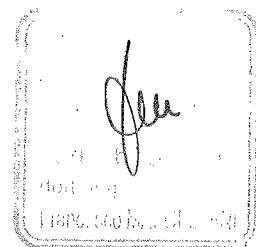
I materiali previsti sono:

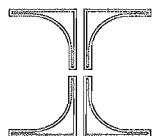
Calcestruzzo fondazioni:	Rck 25 N/mm ²
Calcestruzzo in elevazione e solai:	Rck 30 N/mm ²
Acciaio per c.a.:	FeB 44 K Controllato
Ferro per carpenteria:	Fe 430

3. Normativa di riferimento

Strutture ed azioni sismiche: D.M. 14/09/2005 ed eventuali successivi aggiornamenti.

Il Progettista delle Strutture
(Ing. Francesco Mascellani)



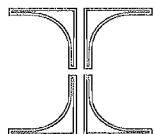


Azienda Ospedaliera Universitaria S. Anna di Ferrara
Società di Progetto: Prog. Este Spa
Impresa esecutrice: Consorzio Cona
Opere di completamento delle aree dedicate alle alte tecnologie

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI (punto 10.1 D.M. 14/01/08)

1.	<i>Descrizione dell'opera</i>	2
2.	<i>Relazione sui risultati sperimentali</i>	2



1. Descrizione dell'opera

Trattasi di vari interventi di completamento localizzati in un complesso fabbricato esistente, fondato su pali, a destinazione ospedaliera in Cona di Ferrara, fabbricato le cui strutture risultano già positivamente assoggettate a collaudo statico (lavori denunciati con pratica L.1086/71 depositata, di seguito indicata in breve "Denuncia A"), fabbricato per il quale tuttavia non risulta ancora rilasciato certificato di conformità edilizia/agibilità. Attualmente sono in corso di attuazione opere complementari (tunnel di servizio interrato sul lato Sud-Est, in corso di esecuzione, e "Blocchi A,B,C", di altezza pari a circa 15,50 mt. e larghezza pari a circa 3,50 mt, in adiacenza al fabbricato esistente, in corso di progettazione e non ancora eseguito, sul lato Nord-Ovest) nelle immediate vicinanze dello stesso complesso, con le quali si avrà parziale interazione (lavori denunciati con pratica L.1086/71 depositata e non ancora collaudati, di seguito indicata in breve "Denuncia B").

2. Relazione sui risultati sperimentali

Trattandosi di un intervento di completamento in un fabbricato esistente non si sono richieste particolari indagini sperimentali specialistiche per la realizzazione dell'opera.

Si ritiene tuttavia utile qui rammentare e segnalare le avvertenze e le prescrizioni esecutive di cui ai paragrafi 5.1.1, 5.1.2, 5.1.3 della relazione di calcolo, e riportate anche sui relativi elaborati grafici.

Il Progettista delle Strutture
(Ing. Francesco Mascellani)
