ÇELİK YAPILAR

TÜRK YAPISAL ÇELİK DERNEĞİ YAYINI

AĞUSTOS 2010

YAPI MERKEZİ SUDAN AL HALFAIA KÖPRÜSÜ

Çelik Yapılar Haftası 2010 İstanbul Hasan Çalışlar Ropörtajı

TUCSA TYÇD TÜRK YAPISAL ÇELİK DERNEĞİ

TOSYALI HOLDİNG ÖZEL SAYISI

çelik artık yükseklerde!

Çok uzun yıllardır sanayi yapılarında güvenle kullanılan, daha sonra köprüler ve üst geçitlerde ideal malzeme olduğu keşfedilen, ardından alışveriş merkezi, terminal, hastane, okul gibi geniş açıklıklı kamusal yapılarda yaygın olarak tercih edilen çelik taşıyıcı sistemler, artık Türkiye'nin en yüksek binalarında... Çeliğin avantajlarını betonarmeyle birleştiren kompozit yapı teknikleri Türkiye'nin yüksek yapılarında her gün daha fazla tercih ediliyor ve kullanılıyor. Yılda 1 milyon tonun üzerine çelik profil kullanan inşaat sektörümüzü, geniş Avrupa kesit ürün yelpazemiz, lojistik olanaklarımız ve know-how'ımızla sonuna kadar desteklemekten büyük mutluluk duyuyoruz.

ArcelorMittal Turkey
Long Carbon Steel Europe
Tel: 0212 317 49 80 Fax: 0212 317 49 81
www.arcelormittal.com

ArcelorMittal

Ağustos 2010

Türk Yapısal Çelik Derneği Yayını

Sorumlu Yazı İşleri Müdürü: Yener Gür'eş
Yayın Koordinatörü: Necati Çeltikçi
Yayını Hazırlayan: Nur Özkan
Grafik Tasarım ve Uygulama: Gürcan Özkan
Baskı: Doruk Grafik

ISNN: 1303-9067

İletişim Adresi:

Bayramağa Sok.No:16
34662 Altunizade Üsküdar-İstanbul
Tel: 0216 474 31 35
Fax: 0216 474 33 88
e-mail: tucsa@tucsa.org
yayin@tucsa.org

TUCSA TYÇD

TÜRK YAPISAL ÇELİK DERNEĞİ

editör

ÇELİK YAPILAR HAFTASI 2010 İSTANBUL'A DOĞRU

Heyecanımız artık doruklara doğru tırmanıyor. Çelik Yapılar Haftası 2010 İstanbul hazırlıkları bu kavurucu sıcaklara rağmen devam ediyor. Başta Türk Yapısal Çelik Derneği Yönetim Kurulu Başkanı Prof. Dr. Nesrin Yardımcı olmak üzere tüm Dernek Yönetimi, bütün profesyonel ekip, dışarıdan destek aldığımız kuruluşlar, hepimiz bir koldan en ufak ayrıntıları bile düşünerek Eylül'e hazırlanıyoruz. 20-24 Eylül Türkiye'nin Yapısal Çelik Sektörü'nün kendini ortaya koyacağı günler olacak. Etkinlik programını dergimizin sayfalarında ayrıntılı olarak bulacaksınız zaten ama şimdiden ajandanıza not etmeniz için bir kez daha hatırlatalım istedik.

Diğer yandan sektör firmalarının gerçekleştirdiği yatırımlar dergimizin sayfalarından taşıyor ve başarılardan özel ek dergiler hazırlıyoruz. Geçen sayımızda küllerinden yeniden doğan KARDEMİR'deki gelişmeleri aktardığımız KARDEMİR Özel Sayısı ile karşınıza çıkmıştık, şimdi de ülkenin doğusundan gelen ışığı sizlere yansıtmak istedik ve TOSYALI HOLDİNG Özel Sayısı hazırladık.

Bu dergi sayımızın bir diğer özelliği de arada bir yayınladığımız, sektörde boşluğu hissedilen Teknik Makalelere kapsamlı bir şekilde yer ayırmamız. Çelik Yapılar Haftası 2010 İstanbul içinde gerçekleştirilecek "Çelik Yapılar: Kültür ve Sürdürülebilirlik" konulu Uluslararası Sempozyuma yerli ve yabancı çok sayıda bildiri katıldı. Almanya'da 3 ayda bir yayımlanan "Steel Construction – Design and Research" Dergisi, Uluslararası Sempozyumuyla ilgili bir özel sayı yayımlamaya karar verdi. Uluslararası tanınırlığı olan derginin Eylül sayısında, sempozyumun en iyi sekiz sunumuna yer verilecek. Derginin bu sayısının Editörler Kurulu; Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI, Prof. Dr. Luis da SILVA, Prof. Dr. Milan VELJKOVIC, Prof. Dr. Harun BATIRBAYGIL, Prof. Dr. Cavidan YORGUN'dan oluştu ve kurul sempozyuma gelen bildirilerden 8 adet makaleyi titizlikle seçip dergiye gönderdi. Biz de Jürimizden iki adet bildiriyi de Çelik Yapılar Dergisi'nde yayınlamak üzere seçmelerini rica ettik ve dergimizin sayfa sayısını artırmayı göze alarak bu iki özel makaleyi sizlere noktasına bile dokunmadan tamamıyla sunduk.

Doyurucu bir içerikle hazırladığımız dergimize sektörümüzün meraklılarının kayıtsız kalmayacağını düşünüyoruz. Yeni sayılarımızda buluşmak üzere...

Saygılarımızla

İÇİNDEKİLER

Sayfa	
3	Editörden
4	Haberler
6	Çelik Yapılar Haftası 2010 İstanbul
10	Hasan Çalışlar Röportajı
16	Sudan Al Halfaia Köprüsü
28	Teknik Makale 1
38	Teknik Makale 2
48	İngilizce Özet

TUCSA GENEL KURULU BU YIL TAKSİM'DE YAPILDI

* Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI yeniden TUCSA Yönetim Kurulu Başkanlığı'na seçildi…
* Dernek Yönetimine Yeni İsimler Katıldı….
* Dernek Başkanı YARDIMCI 2009 ve 2010 Dönemi Faaliyetlerini aktardı, TUCSA'nın 2011 Programı'nı açıkladı.
* Genel Kurul Katılımcıları TUCSA Başkanı YARDIMCI'nın ECCS Başkanlığı'nı kutladı.
* Dernek ve YAÇEM 2009 Finansal Raporları değerlendirildi, 2010 ve 2011 Raporları onaylandı…
* Dernek Üyelik Aidatları ve Katkı Payı Ödemeleri'ni yeniden belirleyen Bütçe Uygulama Yönergesi kabul edildi.
* 20-23 Eylül 2010 tarihlerinde gerçekleştirilecek SSCS2010 Uluslararası Sempozyum hazırlıkları üyelerle paylaşıldı.

Türk Yapısal Çelik Derneği'nin Olağan Genel Kurul Toplantısı, 24 Haziran 2010 Perşembe günü saat 14.00-18.00'da, Taksim The Marmara Oteli Opera Salonu'nda gerçekleştirildi. Oylarıyla Derneğin yeni yönetimini belirleyen TUCSA Üyeleri, Bu yıl ECCS Başkanı da olan ve 10 yıldır TUCSA'nın Yönetim Kurulu Başkanlığı'nı üstlenen Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI'yı yeniden Başkan seçtiler. 9 kişilik Dernek Yönetimine gelen diğer isimler Yaşar MARULYALI, Selçuk ÖZDİL, Yener GÜR'EŞ, Prof. Dr. Cavidan YORGUN, Melih ŞİMŞEK, Daniş EKİM, Mustafa DORALP ve Selçuk İZ olarak belirlendi.

TUCSA BAŞKANI PROF. DR. YARDIMCI: "BİZ DEĞİŞTİK, LOGOMUZ DA DEĞİŞTİ"

1992 yılında Derneğin ilk kuruluşunda oluşturulan Türk Yapısal Çelik Derneği Logosu, zaman içinde doğan ihtiyaçlarla yenilendi. Profesyonel tasarım ekiplerine yaptırılan çalışmaları değerlendiren TUCSA Yönetimi, ortaya konan tasarımlar içinden derneğin kurumsal kimliğini yansıtan tasarımı seçerek, yeni logoyu belirledi. Türk Yapısal Çelik Derneği yeni logosu kullanıma alındı. Türk Yapısal Çelik Derneği Yönetim Kurulu Başkanı Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI bu değişimi "Biz değiştik, Logomuz da değişti" sözleriyle özetliyor.

500 Büyük Sanayi Kuruluşu Sıralamasında TUCSA Üyeleri De Var

İstanbul Sanayi Odası – ISO tarafından hazırlanan Türkiye'nin 500 Büyük Sanayi Kuruluşu sıralamasında bu yıl yine çok sayıda TUCSA Üyesi yer aldı. ISO tarafından 2009 yılı verilerine göre düzenlenen sıralamada yer alan TUCSA kuruluşları ve sıralamadaki yeri:

7 Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş.
23 Kroman Çelik Sanayii A.Ş.
28 Borçelik Çelik Sanayii Ticaret A.Ş.
45 Tosçelik Profil ve Sac Endüstrisi A.Ş.
46 KARDEMİR Karabük Demir Çelik San. ve Tic. A.Ş.
48 Borusan Mannesmann Boru Sanayi ve Ticaret A.Ş.
151 Tosyalı Demir Çelik San. A.Ş.
274 ÇİMTAŞ Çelik İmalat Montaj ve Tesisat A.Ş

Türkiye'deki sanayicilerin yakından takip ettikleri bu çalışma içinde yer alan TUCSA Üyesi kuruluşlarımızı kutluyor ve başarılarının 2010'da da katlanarak devam etmesini diliyoruz.

TUCSA TYÇD

TÜRK YAPISAL ÇELİK DERNEĞİ

VAKKO MODA MERKEZİ ÇELİK OLDU

İstanbul'un Anadolu yakasında Nakkaştepe'deki hizmete açılan Vakko Moda Merkezi, Amerikalı Mimar Joshua Prince-Ramus başkanlığında New York'lu Rex firmasının tasarımı. 1.300 metrekarelik şeffaf ofis alanına sahip olan binada toplam 200 kişinin çalışabileceği 56 oda bulunuyor. Yapının içerisinde kullanılan çelik miktarı 400 ton.

AVRUPA'NIN 2010 KÜLTÜR BAŞKENTİ İSTANBUL'DA DÜNYANIN ÇELİKÇİLERİ "KÜLTÜR VE SÜRDÜRLEBİLİRLİK" İÇİN TOPLANIYOR

Uzun ve hummalı çalışma temposu ile geçen bir süreç sonunda, 20-24 Eylül 2010 tarihleri arasında Taksim The Marmara Oteli'nde gerçekleştirilecek "Çelik Yapılar Haftası 2010 İstanbul" Sergi – Sempozyum - ECCS Köprü Yarışması - Yapısal Çelik Günü - ECCS Toplantıları çalışmalarının sonuna doğru hızla ilerliyoruz. İşte adım adım çalışmalarımızdan notlar:

* Etkinlik Programı www.sscs2010 sitesinde yayınlandı. Sürekli olarak yeni haber ve duyurularla güncellenen siteden gelişmeler takip edilebiliyor.

* 20 Eylül 2010 akşamında, Mimarlar Odası İstanbul Şubesi'nin Karaköy Şubesi'nde İtalyanların Ünlü Mimarı Alessandro Zoppini Sergisi Açılış Kokteyli gerçekleştirilecek. Dünya mimarlarının yakından takip ettiği, birbirinden etkileyici 21 projesi ile İstanbul'a gelen Zoppini, The Marmara'da gerçekleştirilecek Uluslararası Sempozyumda yapacağı sunumla da Türkiye'deki meslektaşlarıyla buluşacak. Zoppini sergisi mekanda 15 gün boyunca açık kalacak.

* Çelik Yapılar Haftası 2010 İstanbul'un diğer konuk konuşmacısı "Yangın Mühendisliği, Mimarlık ve Sürdürülebilirlik" konulu sunumuyla Türkiye'de olacak Prof. Dr. Jean Baptiste Schleich.

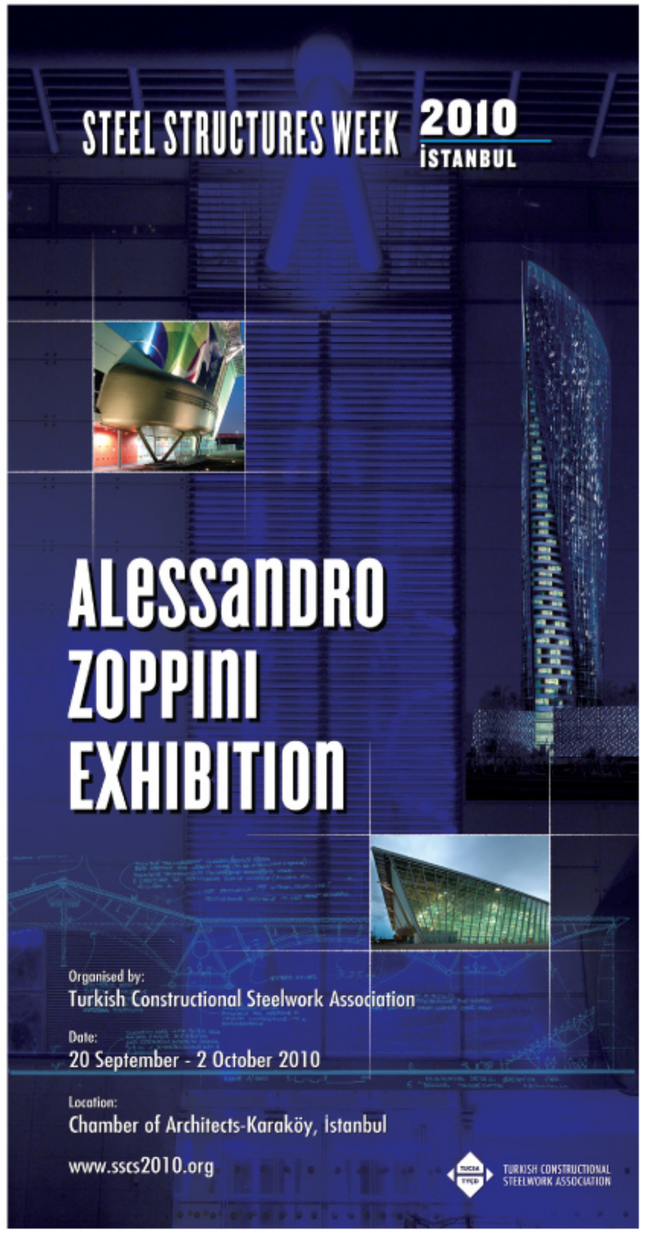
* "Çelik Yapılar: Kültür ve Sürdürülebilirlik" konulu Uluslararası Sempozyum bildirileri Bilim Kurulu tarafından değerlendirildi. 21-23 Eylül 2010 tarihlerinde gerçekleşecek Sempozyumda, paralel oturumlarla, yerli ve yabancı 70'in üzerinde bildiri sunulacak.

* Sempozyum Bildirileri Kitabı baskıya hazırlanıyor. 10 bölümden oluşan ve 22 farklı ülkeden 73 bildiriyi içeren kitap 750 sayfalık titiz bir çalışmanın ürünü.

* Katılımcılar Sempozyum sitesi üzerinden kayıtlarını yaptırırken, otellerde de rezervasyonlar başladı. Bu dev organizasyona ev sahipliği yapacak Taksim The Marmara Oteli, tüm hazırlıklarını tamamlıyor.

STEEL STRUCTURES 2010 CULTURE & SUSTAINABILITY

* Almanya'da 3 ayda bir yayımlanan "Steel Construction – Design and Research" dergisi; 21-23 Eylül 2010 tarihlerinde İstanbul'da yapılacak olan "Steel Structures: Culture & Sustainability 2010" Uluslararası Sempozyumuyla ilgili bir özel sayı yayımlamaya karar verdi. Uluslararası tanınırlığı olan derginin Eylül sayısında, sempozyumun en iyi sekiz sunumuna yer verilecek. Steel Construction dergisinin bu sayısının Editörler Kurulu; Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI, Prof. Dr. Luis da SILVA, Prof. Dr. Milan VELJKOVIC, Prof. Dr. Harun BATIRBAYGIL, Prof.



Dr. Cavidan YORGUN'dan oluştu ve kurul sempozyuma gelen bildirilerden 8 adet makaleyi titizlikle seçip dergiye gönderdi.

* 21 Eylül 2010 akşamında sempozyum katılımcılarıyla eşsiz İstanbul Boğazı'na açılacak Keyif Teknesi tüm hazırlıklarını tamamladı, geriye havaların bir azizlik yapmaması için dua etmek kaldı.

* ECCS Çelik Köprü Yarışması sonuçlandı. Yarışma Jürisi değerlendirmesi sonucu üç ayrı kategoride verilen ödülleri Almanya, İtalya ve Romanya ekiplerinin projeleri aldı. Ödüller 22 Eylül'de İstanbul'da verilecek.

* Ortaköy sahilinin büyülü mekanı Esma Sultan Yalısı, 22 Eylül 2010 akşamında kapılarını Yapısal Çelik Sektörünün yerli ve yabancı temsilcilerine açıyor. Süprizlerle dolu bir geceye hazırlanan tarihi yalı, artık konuklarını bekliyor.

* 23 Eylül 2010 günü gerçekleşecek 11. Yapısal Çelik Günü programı netleşti. Yapısal Çelik Sektöründe Türkiye'de faaliyet gösteren kuruluşlar tarafından gerçekleştirilmiş görkemli çelik yapı projelerinin detaylarının katılımcılarla paylaşılacağı 11. Yapısal Çelik Günü, sektörün panoramasının gündeme taşınacağı "Türkiye ve Komşu Ülkelerde Çelik Yapılar İçin Fırsatlar" konulu Forum ile taçlandırılacak. Kapanışında düzenlenecek kokteyl süresince etkisini koruyacak değerli bilgilerin paylaşılacağı 11. Yapısal Çelik Günü, etkinlikler haftasının en yoğun günü olmaya aday.

* Sempozyum süresince The Marmara Oteli Balo Salonu fuayesinde oluşturulan Firma Tanıtım Alanları'nda katılımcılarla buluşmayı bekleyecek sektör firmalarımız, stand yerlerini seçtiler.

* 2009-2010 Dönemi Avrupa Yapısal Çelik Birliği –ECCS Başkanlığı'nı üstlenen Türk Yapısal Çelik Derneği Yönetim Kurulu Başkanı Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI, 24 Eylül 2010 tarihinde gerçekleştirilecek ECCS Toplantıları'nı İstanbul'da hazırlıyor olmanın haklı gururunu yaşıyor. Prof. Dr. YARDIMCI bu toplantı sonunda ECCS Başkanlığı'nı Almanya Yapısal Çelik Birliği Başkanı'na devredecek.

* Yapısal Çelik Haftası 2010 İstanbul etkinliklerine ciddi destek veren sektör firmaları Etkinlik Sponsorları arasında yer almak için adeta yarıştılar. Sektöre ve sektörün Türkiye'deki tek adresi Türk Yapısal Çelik Derneği'ne verdikleri desteği kanıtladılar.

SPONSORLUKLAR

Ana Sponsor
ASTALDI-GÜLERMAK Ortaklığı

Platin Sponsor
KARDEMİR
TOSYALI HOLDİNG-TOSÇELİK

Altın Sponsorluklar
ArcelorMittal
As Kaynak Sanayi
Borusan Mannesmann Boru Sanayi
Çimtaş Çelik İmalat ve Montaj Sanayi

Gümüş Sponsorluklar
Akkon Çelik
Arcelor Rozak Demir Profil Sanayi
TMLİnşaat

Bronz Sponsorluklar
Corus Çelik Ticaret
İMMİB
(İstanbul Maden ve Metaller İhracatçı Birlikleri)
Kanat Boya Sanayi

Temel Sponsorluklar
Altınyaldız Uzay Sistem Konstrüksiyon
Berdan Cıvata Sanayi
Çelik & Çelik İnşaat Sanayi
Doralp Teknolojik Montaj Sanayi
Hempel Türkiye
Jotun Boya Sanayi
PEDDINGHAUS
Promer Müşavirlik Mühendislik
Temsan Yapı ve Makine Sanayi
Yapı Merkezi

(Organizasyon Sponsorluk Koşularını www.sscs2010.org adresinde bulabilirsiniz)

yapı merkezi

www.ym.com.tr

yapıda bilim ve ileri teknoloji

Genel Müteahhitlik
- Toplu Taşıma Sistemleri
- Şehir Planlama ve Toplu Konut
- Genel Hizmet Yapıları
- Restorasyon ve Güçlendirme

Kentler Arası Demiryolu İşleri

Gayrimenkul Geliştirme
Ardgerme
Prefabrikasyon
- Beton Yapı Sistemleri
- Çelik Yapı Sistemleri

Cam Takviyeli Plastik (CTP) Boru Üretimi

UITP 2004 LIGHT RAIL WORLD AWARD
DÜNYA RAYLI SİSTEM ÖDÜLÜ

Yapı Merkezi
Çamlıca 34676
İstanbul / Türkiye
T: +90 216 321 9000
F: +90 216 321 9013

Mimar Hasan ÇALIŞLAR:

"Bu Yönetmeliklerle Narin Çelik Yapı Yapmak Zor"

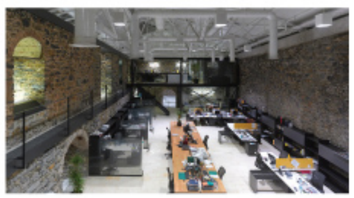
Erginoğlu & Çalışlar Mimarlık, katıldığı yarışmalar ve gerçekleştirdiği projeler ile birçok ödül kazanmış bir ofis. Sadece 2010 yılında Turkcell Ar-Ge Binası ile Ulusal Mimarlık Ödülleri-Yapı Dalı Başarı Ödülü, DDB Tuz Ambarı ile Ulusal Mimarlık Ödülleri-Yapı Dalı Koruma&Yaşatma Ödülü, Tarsus Sev İlköğretim Kampüsü projesiyle, açılan davetli yarışmada 1.lik ödülü ve aynı projeyle Ulusal Mimarlık Ödülleri-Proje Dalı Başarı ödülü aldılar. Ödül alan projelerden biri olan DDB Tuz Ambarı, yapısal çelik sektörü açısından da önemli, çünkü bina eskiden de taş ve çeliğin birleşiminden oluşan bir yapı imiş, sonra Erginoğlu & Çalışlar Mimarlık bu yapıyı ele alıp çelik malzemeyle görkemli bir hale getirip yeniden kullanıma kazandırmış. Çelik Yapılar Dergisi olarak biz de Erginoğlu & Çalışlar Mimarlık ortaklarından mimar Hasan Çalışlar ile hem bu Ulusal Mimarlık Ödülü alan yapıyı hem de buradan hareketle çelik yapılar üzerine düşüncelerini konuşmak amacıyla bir söyleşi gerçekleştirdik...

Öncelikle sizleri kutluyoruz, bol ödüllü bir yıl oldu, tebrikler. Size ödül getiren bu çelik projeden, Tuz Ambarı'ndan başlayalım dilerseniz... Nasıl geldi bu proje size, neler gerçekleştirdiniz burada?

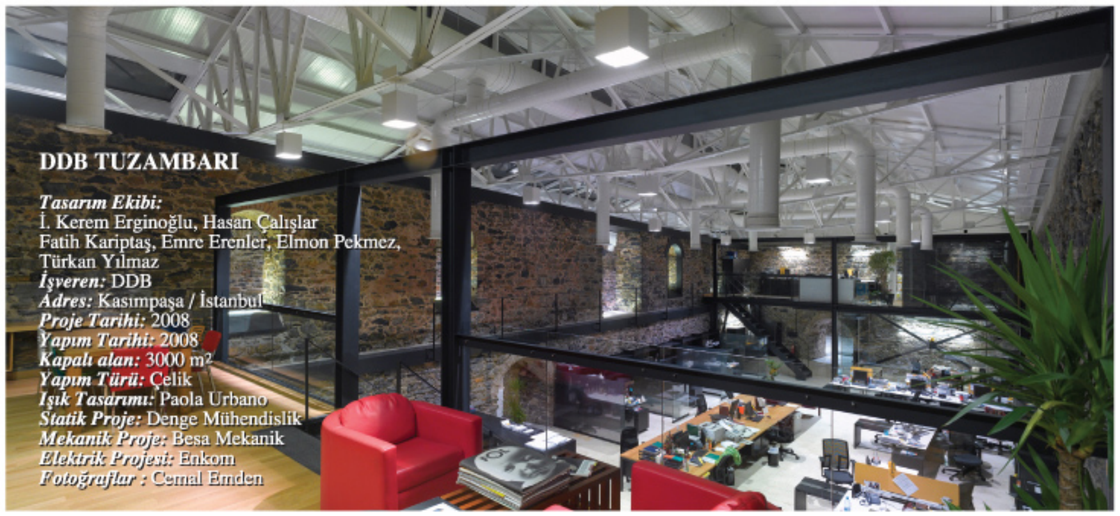
Hasan ÇALIŞLAR: Tuz ambarını ben zaten biliyordum. Tanıyorduk o yapıyı daha evvelden. Bizden önce ufak tefek bir takım tamiratlara başlanmıştı burada, bana da "gelip bakar mısın?" demişlerdi, ben de bakıp, "ne kadar güzel bir bina burası" diye düşünmüştüm. Hatta içimden "burayı keşke biz yapsaydık" diye geçirmiştim. Ama 2-3 sene bir şey yapılmadı, bina öyle kaldı. Bizim hem dostumuz, hem de çok değerli işverenimiz Medina Turgul Reklam Ajansı bir yere taşınmaya karar verince, yer bakmaya başlandı. Daha öncesinde Levent'te bir ofis binaları vardı daha karekterli ve hoş bir mekana geçmeyi arzuluyorlardı. Burayı önerdik, gidip baktık, çok beğendiler, ama çok iş vardı. Ciddi bir maceraya atılmak gerektiğini biliyorduk hele de Türkiye'deki restorasyon prosedürünü ve bürokrasisini de düşünürseniz, tahmin edebilirsiniz. Fakat buranın çok güzel bir yer olabileceğine inandığımız için zorladık kendimizi, mal sahiplerine ulaştık ve binayı çalışmaya başladık.

Tuz Ambarı, sonuçta taş duvarlardan yapılmış bir ambar. İlk önce balıkhane olarak yapılmış. Onun için kocaman duvarları var. Sonra tuz ambarı olmuş, Tekel hububat deposu olarak kullanmış. Burada yapının karakterini anlayıp, okuyup nerde tutup, nereye kadar gidileceğini, yeni yapılan mimari nereye kadar kendisini göstersin, nerede göstermesin kararını vermek gerekiyor. Tasarımı iyi yapan şey ikisi arasındaki o dengeyi nasıl kurduğun.

Binanın çatısında çelik bir strüktür vardı ama son derece yetersiz. Bunu biz statikçimize analiz ettirdik, bir takım konsolidasyonlar gerekiyordu çelik çatıda, bu çelik çatının konsolidasyonları dizayn edildi. Bu arada tabii bir reklam ajansının karmaşık bir iç ilişkiler ağı var, bizim de bunu plana yansıtmamız gerekiyordu, taş duvarlar arasındaki mevcut kemer boşluklarının yerlerini tayin ederek, bloklar arasında köprüler oluşturarak, binayı yatayda da birbirine bağlamayı hedefledik. 4 tane taş duvardan oluşan galeriyi üst kottan birbirine bağladık. Bunu da nasıl yaparız diye düşünürken, dedik ki işte taş duvarları

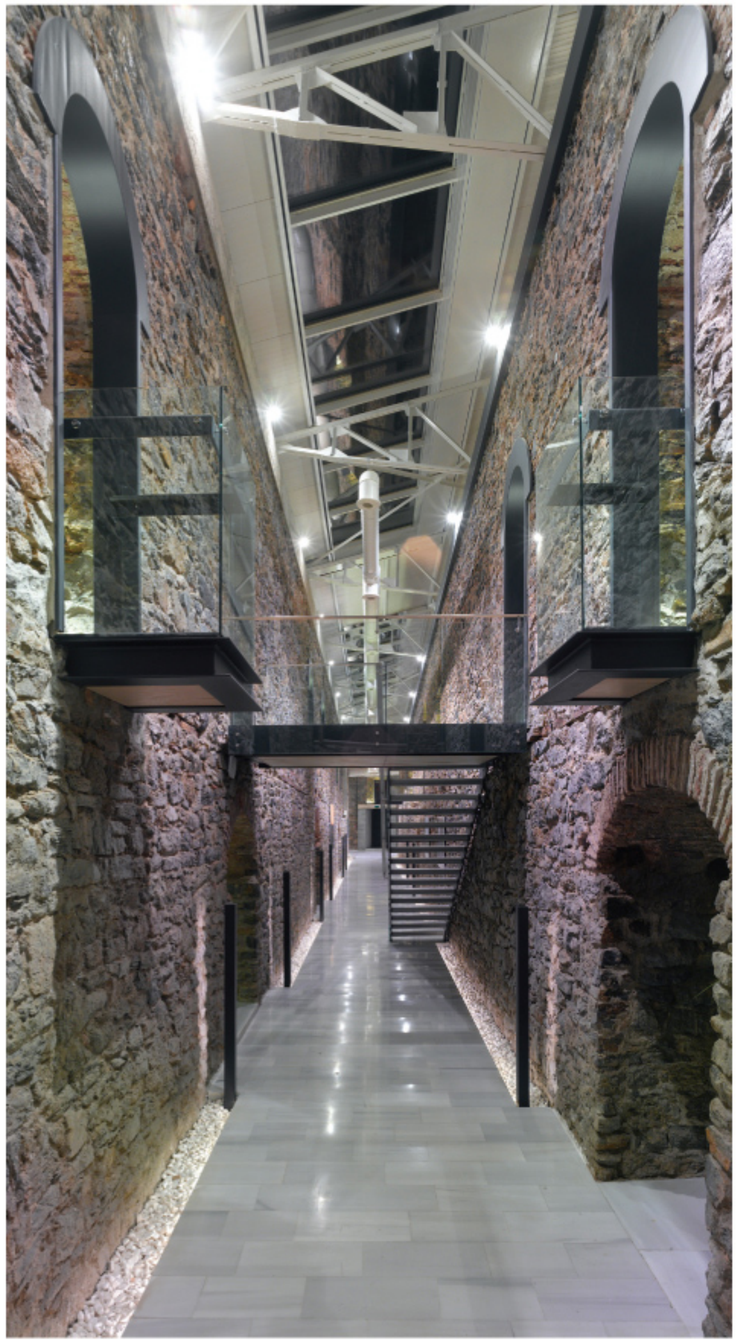


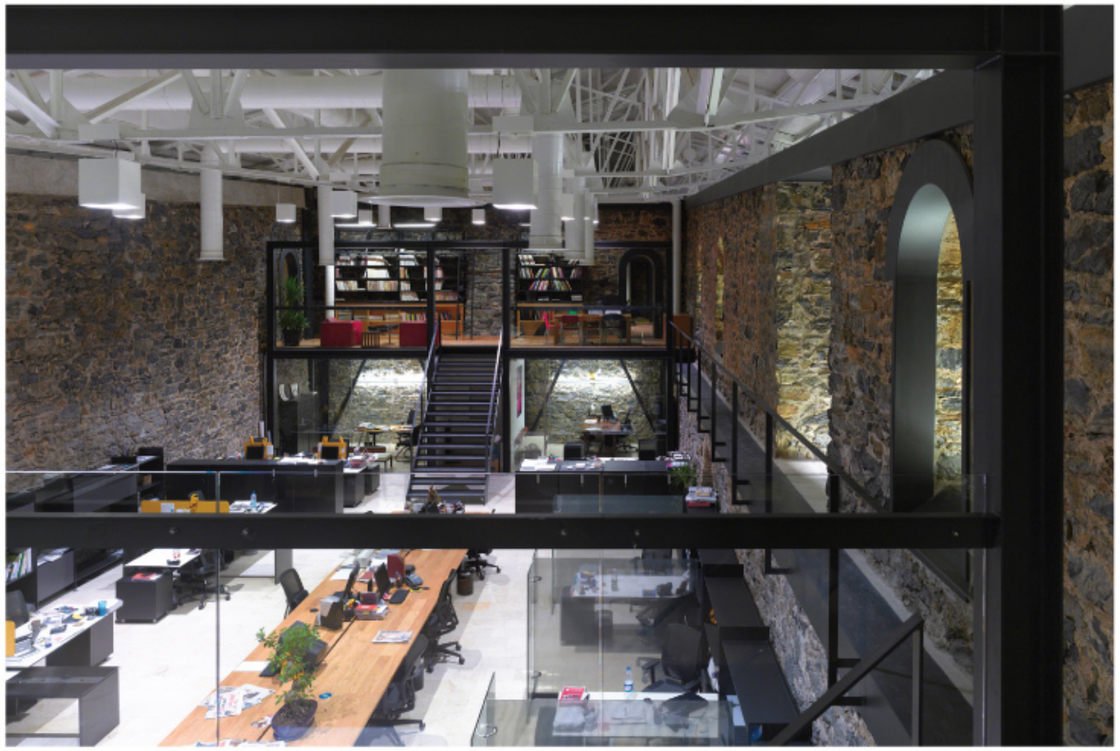
temizleyeceğiz, içindeki eksiklikleri yeniden tamamlayacağız, o zaman bozuk olan, tamir edilemeyecek durumda olan kemerleri ve taş duvarları çelikle döndük. Bu şekilde kemerleri sağlamlaştırmış olduk. Onun dışında mekanın karekteristiğini bozmamak için, mimari tercih olarak iki kata çıkmamız gereken bütün döşemeleri, asma katlarımızı, binanın duvarlarından kopuk ikinci bir strüktür olarak sağlamayı uygun gördük ve her tarafta buna uygun temeller



DDB TUZAMBARI

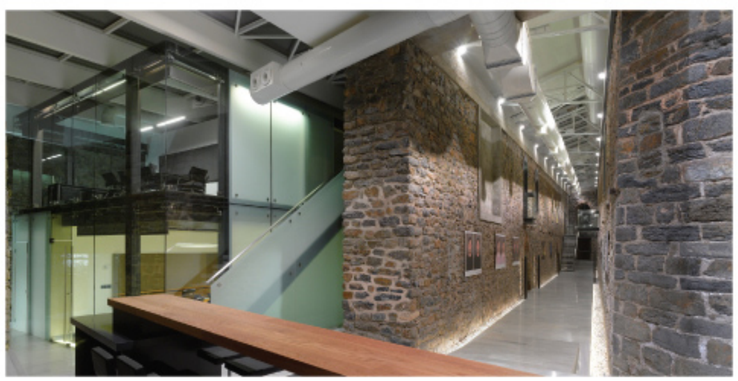
Tasarım Ekibi:
İ. Kerem Erginoğlu, Hasan Çalışlar
Fatih Kariptaş, Emre Erenler, Elmon Pekmez,
Türkan Yılmaz
İşveren: DDB
Adres: Kasımpaşa / İstanbul
Proje Tarihi: 2008
Yapım Tarihi: 2008
Kapalı alan: 3000 m²
Yapım Türü: Çelik
Işık Tasarımı: Paola Urbano
Statik Proje: Denge Mühendislik
Mekanik Proje: Besa Mekanik
Elektrik Projesi: Enkom
Fotoğraflar : Cemal Emden





oluşturduk ve bunun üzerinde çelik bir çerçeve sistemi kurduk. İşte zaman zaman kullanılan platformlar, kütüphane, giriş galerisinde görünen tamamen cam kaplı olan toplantı odası blokları, bu şekilde ortaya çıktı. Çeliğin hafifliği, zarif bir malzeme olması bu tür restorasyon işlerinde bizim bir takım yönetmeliklerde daha serbestçe kullanabilmemiz, arzu ettiğimiz narinlikte bir yapı orta çıkarttı. Taşın masifliği ile çeliğin hafifliği ve camın birlikteliği, mimari olarak binanın farklı katmanlarının farklı şekilde okunabilmesini sağladı.

Planlamayı bitirdikten sonra atölyede çelik imalatı yapılırken bizler taş yapıyla ilgili işlerimizle ilgilendik. İki çelik taşaronumuz vardı, biri taşıyıcıyı yapıyı oluşturdu, makasları falan yaptı diğeri de korkuluklar, kemer kaplamaları gibi ince işler ile uğraştı.



Bu tür yapılar başta İstanbul olmak üzere Türkiye'nin hemen her yerinde çok var, umarız sizin bu ödülünüz dikkat çeker de sonrasında diğer yapılarda da böyle güzel örnekler görmemizi sağlar. Peki sizin beğendiğiniz çelik yapılar var mı? Türkiye'den ya da dışarıdan verebileceğiniz örnekler var mıdır?

Hasan ÇALIŞLAR: Elbette, bir defa çok kaliteli sanayi tesisleri oluyor, mimari özelliği olan çelik sanayi tesisleri var, beğeniyoruz. Çatı olarak mesela Emre Arolat ve Bünyamin Derman'ın Dalaman Havaalanı projesindeki o çelik çatıyı çok beğenirim. Eskiden Tatilya çok güzel bir yapı idi ama yıktılar. Mimaride tabii konunun özelliğine göre malzeme seçimi yapılıyor. Luzern'deki Jean Nouvel'in Kongre Merkezi saçağı, hakkaten son derece etkili buluyorum. Norman Foster yıllardır çelikle yüksek binalar yaptı, bu konuda çığır açıp çeliği çok iyi tanıttı. Onun dışında serbest formlar yaratma açısından bir takım çelik binalar yapıldı onları beğeniyorum. Bir de çelik ve camın birlikte kullanıldığı, daha organik yapılar oluşturulabiliyor, onları beğeniyorum. Son Frankfurt'taki alışveriş merkezi, Milano'daki fuarda Massimiliano Fuksas'ın yaptıkları karma sistem hoşuma gidiyor. Çeliği neyle birlikte kullandığınız çok önemli. Çelik strüktürün üzerine koyduğunuz cam, membran, pnomatik, her neyse çeliğin etkisini son derece artırıyor. İşte Çin Olimpiyat Stadı, örtüsü anlamında çeliğin ne kadar ileri uçta sofistikasyonlarda kullanılabileceğini gösteriyor. Bunlar hakikaten çığır aşan projeler, hepsini takdirle takip ediyoruz.

Sizin ilk çelik yapınız hangisidir?

Hasan ÇALIŞLAR: Biz ilk olarak Rusya'da tamamı çelik bir yapı, kültür merkezi yapmıştık. Sibirya'nın en uzağında, Berring Boğazı'nda. Burada inşaat yapmak o kadar zordu ki sürekli -50 derecelerdesiniz, kar, tipi, don falan iste kazıklı bir temel sistemi üzerine bütün yapıyı çelikle çözdük biz. Dev bir salonumuz vardı. Aynı zamanda bu salon 14 metrelik bir konsolla binanın dışına da çıkıyordu. Binayı bir kafes olarak oluşturduk. Bütün malzemeler Gebze'de atölyede hazırlandı. Yapma kirişlerle oluşturuldu, delikleri açıldı, paketlendi oraya yollandı ve çok kısa bir süre içinde yapı oluşturuldu. Oranın yaz sezonu içinde bina dıştan kapandı, kışın da içi hazırlandı. Daha sonra yine Rusya'da bir konser salonu projenmiz oldu, onun da yarısını çelik olarak yaptık. Salon kısmı çelik yapıldı, geri kısmı betonarme oldu. Biz de bu işe ilk başladığımızda her genç mimar gibi çok hevesliydik ve her şey neden çelik yapılmıyor diye düşünüyorduk. Sonrasında bina yapmaya başladıkça ve sektörün içinde oldukça çelik olarak düşündüğümüz projelerin nasıl betonarmeye kaydığını takip ettik. Şimdi beton ayrı avantajları olan, çelik de ayrı avantajları olan malzeme. Bu iki malzemeyi asla birbiriyle karşılaştırmıyorum. İkisinin de çok hoş tarafları var. Birincisi çelik bir bina yapacağınız zaman temeli, bodrumu derken illa ki betonarme ekipleri oraya giriyor. Bu ekip girdiği zaman da müteahhitlerin, yapımcıların, yatırımcıların aynı ekiple devam etmek işlerine geliyor. Ama betonarme ile yapılamayacak işler olduğu zaman, gerek

ekonomisi, gerek teknolojisi itibariyle betonarme fizibl olmaktan çıktığı andan itibaren çelik bir alternatif olmaya başlıyor. Ya da binayı betonarme yapıyoruz üst katlardaki geniş açıklıkları, çatıları, kapatmaları falan çelikle yapıyoruz. Genellikle de sektörde eğilim bu yönde. Şimdi eskiden çeliğin betonarmeye göre pahallı olduğu görüşü vardı sonra kaba inşaat bütçesinin genel inşaat bütçesindeki payının inşaat kalitelerinin artmasıyla gitgide azaltması, bu farkı çok ihmal edilebilir kıldı. Kaldı ki bir takım inşaat yapmanın zor olduğu eğimli arazilerde, işte yolu olmayan bölgelerde, kamyon götür, kalıp çak, beton getir götür gibi lojistik zorluklar olduğu zamanda çelik imdadımıza yetişiyor oldu. Aynı evden 5-10 tane ya da daha çok yapılacağı zaman da bunlar hakikaten istediğiniz yerde imal ettirip yükle, getir, monte et, vidala, strüktürü bir anda ortaya çıkar, hız açısından sezonluk inşaat yapma son derece pratik olmaya ve çelik daha fazla hayatımıza girmeye başladı. Bir alışveriş merkezi yaptık, bina betonarme idi ama dev bir çelik çatımız vardı. Çatıyı toplayan çelik bir makas oluşturduk ortada. Binanı içine ikinci bir strüktür oturttuk, çelik taşıyıcılar organik formunda idi özel bir imalat ile yapıldı. Ama çeliğin en büyük sorunu halihazırda, mimarlar olarak çelik yapı yaptığımız zaman bütün strüktürü de göstermeyi tercih ediyoruz, çoğu mimar böyle seviyoruz ama tabii bu bize ısı köprüsü sorunlarını da beraberinde getiriyor. Biz son olarak Azerbaycan'da bir çelik binayı yeni bitirdik. Bir restorandı, arkada taş bir duvara oturmuş dev bir çelik saçak yaptık, uzun konsolu var, yine basit çelik ayaklar üzerinde taşınıyordu yapı, ısı köprüsü yüzünden bin bir türlü numara yapmak zorunda kaldık, binayı da dışarıdan da çelik olarak algılattırmak istedik, ciddi detay zorlukları ortaya çıktı. Mimarların çeliği tercih etmede düşünmelerinin ana nedenlerinden birisi bu detay zorlukları. Bu aslında bir proje yönetimi sorunu. Görev paylaşımını iyi tanımlamak gerekir. Strüktürü açıkta bırakacaksam betonarmedekine göre ekstra bir yük. Diğer taraftan yangın koruma işi, strüktürü açıkta göstereceksen, kaplamıyorsanız, boya ile koruma çok pahalı, çelik üreticilerinin boya grubunun bu işe çözüm üretmesi lazım. Kapatıcı önlemler almıyorsanız durum bu. Yangın danışmanları bu konuda bazen paranoyak olabiliyorlar. Bizim yangın yönetmeliğimiz çelik acısından çok sıkıntılı. Türkiye'deki statik yönetmelikler de, yangın yönetmelikleri de paranoyakça hazırlanmış yönetmelikler. Her yaptığımız mühendislik işi bir over dizayn bana göre. Tamam bizde deprem gerçeği var ama deprem olan başka ülkelere bakıyoruz, böyle bir saçma sapanlık yok. Son derece

narin binalar yapılabiliyorlar. Bizdeki yönetmelikler uygulamacı kötü yapar, çeliğin karbon değeri yanlıştır, öbürü oradan çalar, bu buradan çarpar diye emniyet kat sayılarını falan öyle tuhaf rakamlara getirmişler ki, narin bir çelik bina yapmak nerdeyse imkansız hale gelmiş durumda. Halbuki bunun çözümü var, siz dersiniz ki ben A sınıfı bir ruhsat istiyorum ya da B sınıfı, C sınıfı ruhsat, bunların fiyatları, ödediğiniz harçlar birbirinden farklıdır, hepsi ayrı denetime tabidir, malzemesini aldığınız üreticiler sertifikalıdır, bütün hepsini onaylatırsınız bir denetim merciine, narin bir bina yapmak istiyorsanız bunun ruhsat, proje ve harçlarını göz önüne alarak narin bir bina yaparsınız. Her şeye aynı ruhsat sistemi uygulandığı için biz her şeyi en kötüye göre yapıyoruz. En kötü taşaronu kullandığımız, en kötü üreticiden mal aldığımız, en feci şantiye şefleriyle çalıştığımızı düşünülerek oluşturulan yönetmeliklerimiz var. Yangında da her ne kadar önlemlerinizi almışsanız da, çatıda bile çelik kullansanız yarım saatten fazla dayanamaz çelik çöker düşüncesine göre hazırlanmış. Yani halbuki yarım saatte o bina 10 kere boşaltılır. Kaldı ki o yangını oraya gitmesi zaten 5 saat sürer. Nerde alev alma riski var. O alev alma riski o kilo kaloride ısı yayabiliyor mu, bunları hakikaten oturup tek tek düşünmemiz lazım.

ANADYR KÜLTÜR MERKEZİ

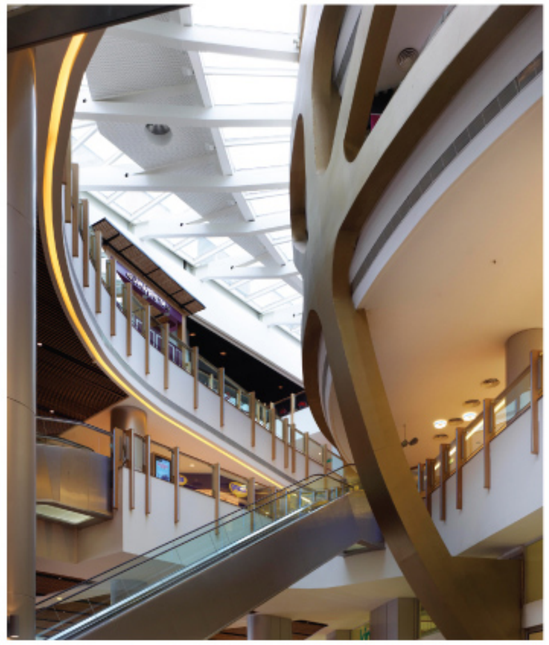
Tasarım Ekibi: İ. Kerem Erginoğlu, Hasan C. Çalışlar, Elvan Çalışkan, R.Mete Sönmez, Emin Balkış, Esra Kahveci, Burcu Gülmen, Armağan Ekiz, Başak Çolakoğlu, Berke Hatipoğlu, Fatih Kariptaş, Elmon Pekmez
İşveren: Sibneft
Yapım Tarihi: 2004
Yapım Türü: Çelik konstrüksiyon
Lokasyon: Chukotka Özerk Bölgesi / Rusya

Anadry, elips şeklindeki dünya haritasında dünyanın bittiği nokta, haritanın en ucudur. Rusya'nın en doğusunda Chukotka özerk bölgesinde yer alan ve Bearing Boğazına ulaşan nehrin haliç oluşturan bölümünde bulunmaktadır.Topografyanın kar ve rüzgarla şekillendiği iklim şartlarının oldukça sert olduğu bu bölgede bina meydanı denizden gelen sert ve soğuk rüzgara karşı koruyacak şekilde konumlanır.Program 4 ana bloktan oluşmaktadır: Müze, diskotek, konser salonu ve eğitim merkezi. Binanın ağırlıklı olarak ofislerin bulunduğu, halice doğru bakan kısmı mümkün olduğu kadar sağır tutularak hakim rüzgara karşı korunma amaçlanmıştır. Bina da aynı kentin topografyası gibi aerodinamik form ve yumuşatılmış hatlarla tasarlanmış ve binada rüzgar yoluyla kar birikmesine yol açabilecek noktalar yok edilmiştir. Binanın hakim kütlesi işlevinden dolayı yine konser salonu bölümü olarak kalmıştır.

AÇI İLKÖĞRETİM OKULU

Tasarım Ekibi: İ. Kerem Erginoğlu, Hasan C. Çalışlar, Emin Balkış, Elvan Çalışkan, Hande Pusat
İşveren: Açı İlköğretim Okulu
Yapım Tarihi: 1998
Yapım Türü: Betonarme - çelik
Lokasyon: Etiler / İstanbul / Türkiye

Açı İlköğretim Okulu Etiler, Akatlar 'da apartman blokları ve iki katli sıra evler arasında kalmış dar bir parselde yer almaktadır. Yapı farklı bir program için inşa edilmeye başlanmış ve belediye ekiplerince kaçakları sebebiyle yıkılmıştır. Mevcut sistem içinde yeraltında spor salonu yaratacak kolonsuz alanları oluşturabilmek için 22 metreye varan dev bir çelik kiriş kullanılarak katlar bu kirişe asılmıştır.Bu hakim mimari elemanın, içerde hissedildiği gibi bina dışından da hissedilebilmesi için, cepheler profilit cam panellerle kaplanmış, böylelikle kat hollerinin gün ışığı ihtiyacı da karşılanmıştır. Milli Eğitim 'in programı dışında kalan kütüphane, tiyatro, kapalı spor salonu , sanat odası, bale salonu, atölye ve laboratuarlar binanın programına dahil edilmiştir. Bu maksatla bodrum katındaki geniş açıklıklı mekanlar yemekhane , spor salonu, bale, çok amaçlı salon gibi fonksiyonlarla değerlendirilmiştir.



PENDORYA AVM

Tasarım Ekibi: İ. Kerem Erginoğlu, Hasan C. Çalışlar, Romain Cadoux, Barış Yüksel, Işık Süngü, Özlem Ünkap, Türkan Yılmaz, Osman Özmen, Sezen Bilge
İşveren: TSKB
Yapım Tarihi: 2009
Yapım Türü: Betonarme
Lokasyon: Pendik / İstanbul / Türkiye

Pendorya Alışveriş Merkezi, Pendik'te E5 Karayolu üzerinde, konut ve ofis işlevlerine sahip olması beklenen gelişme bölgesinde yer almaktadır. Tasarım ve formu belirleyen ana kriterler bu konumdan yola çıkılarak oluşturulmuştur. Gürültülü ve işlek E5 karayoluna kapanan bina, yeni yerleşimle toplanma alanı olmayı hedefleyen korunaklı açık meydanıyla dışa açılmaktadır. Bu açık meydana, otoparktan direkt ulaşılabilmesi ve iç mekanı dışa taşımasıyla gelecekte ön görülen yaya ulaşımının ana merkezi olması düşünülmüştür. Meydanın değişik aktivitelere olanak veren planlamasıyla sürekli yaşayan bir alan olması hedeflenmiştir.

Mekanın zenginliği ortadaki üç boyutlu bedesten strüktürü ve ziyaretçilerin mekan içinde kolayca dolaşmalarını sağlayan sirkülasyon sistemiyle sağlanmıştır. Bu sayede açık meydan, kapalı meydan, teras alanı, galeriler gibi farklı ortak sosyal mekanlar arası dolaşım hızlıca sağlanabilmektedir. Bina dış cephesi, araç trafiğinin yoğunluğu ve hızı göz önüne alındığında kolay algılamayı sağlayacak yatay logo bandıyla çevrelenmiştir. Dış cephe zemin katta cam panellerle, üst katlarda ise desenli beton prekast panellerle kaplanmıştır. Böylece hem uzun süreli bakım kolaylığı sağlanırken hem de görsel bütünlük elde edilmektedir.

BAKU CHINAR RESTAURANT

Tasarım Ekibi: İ. Kerem Erginoğlu, Hasan C. Çalışlar, Sezen Bilge, Işık Süngü
İşveren: Paşa İnşaat
Yapım Tarihi: 2010
Yapım Türü: Çelik konstrüksiyon ve betonarme
Lokasyon: Bakü / Azerbaycan

Azerbeycan'ın başkenti Bakü'nün önemli noktalarından biri için yapılan şeffaf restaurant binası tasarımıdır. Yapı kent duvarı gibi algılanması istenen rijit kabuğa takılmış çelik çatı ve binaya asılı asma kattan oluşur. Delikli ve ışık geçirgen çatı kaplaması ile geniş dış mekanlar gölgede kalır, tamamen şeffaf cephe mekanı kent mekanına taşır.

Nil Nehri'nin Zorlukları Çelik İle Geçildi:

AL HALFAIA KÖPRÜSÜ, HARTUM – SUDAN

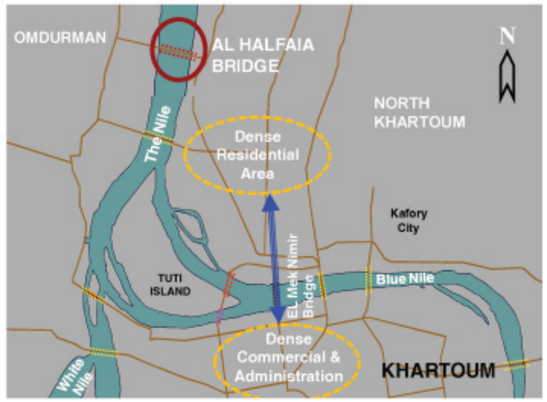
YAZARLAR:
Yapı Merkezi İnşaat ve Sanayi A.Ş.
Dr. Ersin ARIOĞLU
İnş. Yük. Müh. Ömer GÜZEL
İnş. Yük. Müh. Cem ÖZAYDIN

yapı merkezi
www.ym.com.tr

1. PROJE BİLGİLERİ

Proje Adı ve Yeri: Al Halfaia Köprüsü, Nil nehri üzerinde Omdurman ve Halfaia arasında, Hartum – SUDAN
İşveren: Khartoum State Ministry of Physical Planning and Public Utilities *(MPPPU)* – SUDAN
Yüklenici: Yapı Merkezi İnş. ve San. A.Ş.
Tasarım: Yapı Merkezi – TÜRKİYE, Schüßler-Plan Ing. mbH – ALMANYA
Çelik Üretim Tesisi: Karçel A.Ş.
Tasarım Yönetmeliği: EUROCODE
Köprü Sınıfı / Tasarım Hızı: Ana Otoyol / 80km/saat
Toplam Köprü Uzunluğu: 910 m
Köprü Genişliği: 2x13.50m=27m (*özdeş çift tabliye*)
Şerit Adedi (her bir yönde): "3 Şerit (10.80m)+Orta refüj (0.70m)+Yaya kaldırımı (2.00m)"
Navigasyon Kanalında Temiz Yükseklik: 8.60m
(*En yüksek su seviyesinden*)
Maks. Oyulma (Scour) Derinliği : 8m
(*İşveren tarafından verilen değer*)
Maks. Yer İvmesi / Yapı Önem Katsayısı: a_g=0.1g *(PGA)* / γ_I=1.2
Kontratsal Süre: 28 ay
Kontrat Tarihi: 02.07.2007
Yer Teslimi: 15.11.2007
İmalat Başlangıcı: 02.04.2008
Köprü Teslimi: 28.02.2010
Ana Malzemeler
Beton: 28.0x$10^3$$m^3$
İnşaat Demiri: 5.1x10^3t
Yapısal Çelik: 4.2x10^3t (*165kg/m^2, 235 kg/m^2*)
Kazık Ø120cm: 3 350 m
Kazık Ø150cm: 1 100 m

Afrika'nın en büyük ülkesi Sudan'ın başkenti Hartum'da sekiz milyondan fazla kişi yaşamaktadır. Nüfus artışı yaklaşık %5 olan Hartum ülkedeki en yüksek ekonomik aktivite yoğunluğuna sahiptir, [1].
Dünyanın en uzun nehri *(6.670 km)* Nil nehridir. Güneyden kuzeye doğru akan Nil nehrinin iki ana kolu Beyaz Nil ve Mavi Nil Nehirleri Hartum bölgesinde birleşirler. Nil nehri Hartum şehrini üç önemli bölgeye ayırmaktadır: Güneyde idari ve ticari birimlerin yoğun olduğu Hartum, kuzey doğuda yerleşim birimlerinin yoğun olduğu Kuzey Hartum *(veya Bahri)* ve kuzey batıda Omdurman bölgeleri, *(bkz. Şekil 1)*. Hartum, Kuzey Hartum ve Omdurman bölgeleri Nil nehri üzerinde yapılan çok sayıda köprü ile birbirine bağlanmaktadır. Hartum'un hızlı gelişimine paralel olarak artan trafik yoğunluğunu kente girmeden çevre yollarına aktarmak amacıyla Al Halfaia Köprüsü'nün yapılması planlanmıştır. Kent merkezinin 15 km kuzeyinde yer alacak olan köprü, Nil nehri üzerinde iki önemli yerleşim

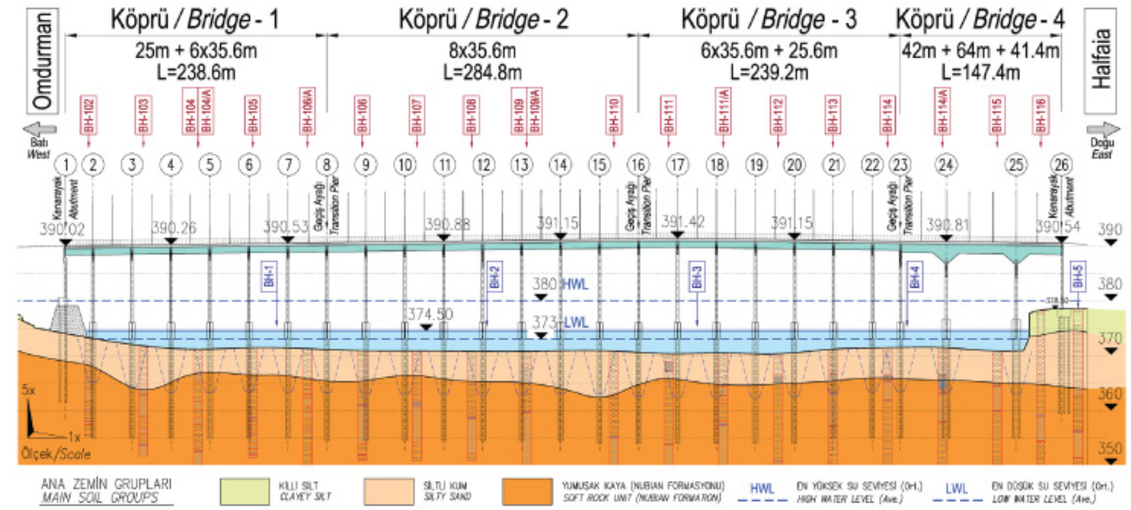


Şekil 1. Hartum, Kuzey Hartum, Omdurman bölgeleri ve Nil nehri köprüleri
Figure 1. *Khartoum, North Khartoum and Omdurman regions and Bridges over the river Nile*

merkezi olan Omdurman ve Halfaia (Kuzey Hartum) bölgelerini birbirine bağlayacak şekilde tasarlanmıştır.
Al Halfaia Köprüsü'nün tasarım ve yapım işi Mavi Nil nehri üzerinde 29.Ekim.2007 tarihinde trafiğe açılan El Mek Nimir Köprüsü'nü başarı ile inşa eden Yapı Merkezi'ne götürü bedel sözleşme tipi ile verilmiştir.

2. KÖPRÜ YAPISAL SİSTEMİ

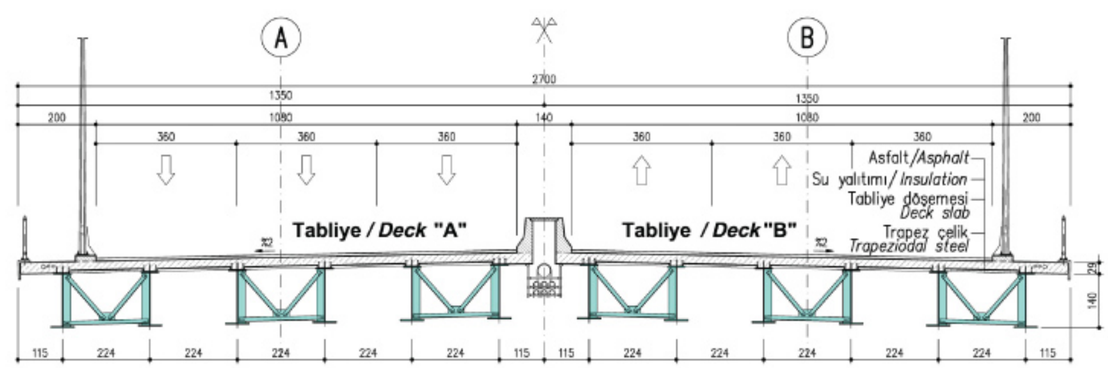
Al Halfaia Köprüsü'nün bulunduğu bölgede Nil nehrinin genişliği 900m'ye ulaşmaktadır. Toplam köprü uzunluğunun 910m, köprü genişliğinin ise 27m olması işveren tarafından yaptırılan bir ön etüt ile tespit edilmiş ve kabul edilmiştir. Nehir genişliğinin ortasında bulunan ada dikkate alınarak gemi trafiğinin sağlanacağı Navigasyon Kanalı'nın nehirin doğu kıyısına kaydırılmasına karar verilmiştir. Al Halfaia Köprüsünün taşıyıcı sistemi iki ayrı yapı tipinden oluşmaktadır. "1" ve "23" Aksları arasında üç adet ***yarı-integral*** kompozit çelik köprü *(Köprü 1, 2 ve 3)* düzenlenmiştir. Ayrıca navigasyon kanalının bulunduğu "23" ve "26" Aksları arasındaki üç açıklıkta ise ***sürekli kompozit çelik*** bir köprü *(Köprü 4)* öngörülmüştür, *(bkz. Şekil 2)*. Nil nehri, Al Halfaia Köprü Projesi kapsamında 238.6 + 284.8 + 239.2 + 147.4m uzunluğundaki dört köprünün ard arda sıralanmasıyla geçilmiştir.



Şekil 2. Köprü 1, 2, 3 ve 4'ün boykesiti, geoteknik profili
Figure 2. *Longitudinal section, geotechnical profile of Bridge 1,2,3 and 4*

2.1. Köprü 1, Köprü 2 ve Köprü 3 (Yarı-İntegral Köprüler)

Üstyapı
Üstyapı her biri 13.50m genişliğinde (*bkz. Şekil 3*) olan birbiri ile özdeş "A" ve "B" tabliyelerinden oluşmaktadır *(toplam genişlik 27m'dir)*.
Köprü 1, Köprü 2 ve Köprü 3'ün taşıyıcı sistemi sırasıyla 7 açıklıklı *(25m+6x35.6m)*, 8 açıklıklı *(8x35.6m)* ve 7 açıklıklı *(6x35.6m+25m)* sürekli kompozit çelik üstyapıdan oluşmaktadır. Köprülerin üstyapısı



Şekil 3. Köprü 1, 2 ve 3'e ait tipik üstyapı enkesiti (Aks "1~23")
Figure 3. *Typical superstructure cross sections of Bridge 1,2 and 3 (Axes "1~23")*

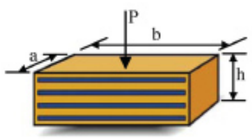
ara akslardaki ayaklar ile rijit olarak bağlanarak integral bir taşıyıcı sistem oluşturulmuştur.
Yarı-integral olarak isimlendirilen taşıyıcı sisteme sahip köprülerde, üstyapının sadece kenar ayaklar üzerinde ve geçiş ayakları *(komşu iki köprünün arasında bulunan ayaklar)* üzerinde serbest hareketlerine ve dönmelerine izin verilmektedir. Buna bağlı olarak her bir köprünün sadece başlangıç ve bitiş noktalarına genleşme derzi ve elastomer mesnetler yerleştirilmiştir. Genleşme derzi ve elastomer mesnet özellikleri Tablo 1 ve 2'de verilmiştir.
Her bir tabliyede toplam 140cm yüksekliğe, alt başlıkta 60 cm ve üst başlıkta 40 cm genişliğe sahip S355J2G3 kalitesinde 6 adet çelik

Tablo1. Genleşme derzi özellikleri

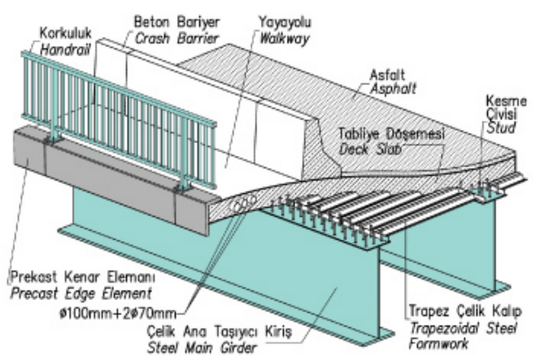
Aks	Genleşme Derzi Tipi	Δ *(mm)*	*Adet*
1	Multiflex S250	±125	1
8-16	CIPEC WP400	±200	2
23	Multiflex S350	±175	1
26	Multiflex S200	±100	1

Tablo2. Elastomer mesnet özellikleri

Adet	*a (mm)*	*b (mm)*	*h (mm)*	*P (kN)*	*Adet*	*V (dm³)*
1,8 1, 6, 23	200	300	42.5	900	64	163.2
8,16	200	400	42.5	1100	8	27.2
23,26	400	500	104	3865	4	83.2
23,26	400	500	122	3865	4	97.6
24,25	600	700	94	12920	8	315.8



yapma I kiriş bulunmaktadır. Bu kirişler ile birlikte kompozit olarak çalışan betonarme döşeme ise C30/37 kalitesinde olup toplam 29cm yüksekliğindedir. Kompozit tabliyenin toplam yüksekliği, ara açıklıklarda L/21 narinliğini *(tabliye yüksekliği/açıklık)* sağlayacak şekilde, 1.69m olarak her üç köprü boyunca sabit tutulmuştur. Tabliye döşeme kalıbı için S350GD kalitesindeki trapez çelik saclardan *(h=70mm)* faydalanılmıştır, *(bkz. Şekil 4)*. Buna bağlı olarak ana taşıyıcı çelik kirişlerin enine yöndeki ara mesafeleri 2.24m olarak belirlenmiştir. Montaj kolaylığı dikkate alınarak çift sayıda düzenlenen ana kirişler 4.25m'de bir S235J2G3 kalitesindeki 2L70.7mm kesitindeki çaprazlar ile birbirlerine çiftler halinde bağlanmıştır. Bu sayede montaj sırasında etkiyen hem rüzgâr yükleri hem de tabliye döşemesinin

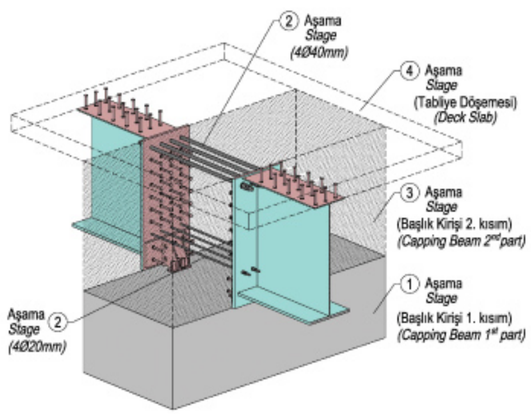


Şekil 4. Köprü 1, 2 ve 3'e ait üstyapı bileşenleri (Aks "1~23")
Figure 4. *Superstructure components of Bridge 1, 2 and 3 (Axes "1~23")*

yaş beton ağırlığı ana kirişler tarafından güvenle taşınmıştır. Çelik kirişler ile betonarme döşeme arasındaki kompozit etki S235J2G3 kalitesinde, Ø19mm çapında, 175mm uzunluğunda, kesme kuvveti büyüklüğüne uygun olarak kiriş boyunca aralıkları değişen kesme çivileri ile sağlanmıştır.

Çelik kirişler ile orta ayakların betonarme başlık kirişleri arasındaki birleşim *(rijit birleşim)*, üzerinde 175mm uzunluğunda 32 adet Ø19 kesme çivisi bulunan 700x1570x35mm boyutlarındaki alın plakası ile gerçekleştirilmiştir. Kompozit kirişlerin mesnet bölgelerinde oluşan eğilme momentleri bu birleşim sayesinde kuvvet çiftlerine dönüşerek betonarme başlık kirişlerine aktarılırlar. Çekme kuvvetleri kompozit döşemeye yerleştirilen donatılar ile karşılanırken basınç kuvvetleri ise alın plakasının alt bölgesine yerleştirilen 650x300x35mm boyutlarındaki ilave kısmi plaka yardımıyla betonarme başlık kirişine aktarılır.

Ana taşıyıcı çelik kirişlerin ekonomik olarak tasarlanması amacıyla tabliye betonunun dökümü sırasında çelik kirişler arasında süreklilik sağlanacağı öngörülmüştür. Bunun için 150cm genişliğindeki başlık



Şekil 5. Çelik kirişler ile başlık kirişi arasındaki birleşimin teşkili
Figure 5. *Details of the connection between the steel girders and the capping beam*

kirişinin ilk aşamasının dökülmesinin ardından komşu açıklıklardaki çelik kirişler basit kiriş olarak yerleştirilirler. Ardışık çelik kirişler üst başlıkları hizasında S500/550 kalitesindeki 4 adet Ø40, alt başlıkları hizasında ise aynı kalitedeki 4 adet Ø20 dişli ankraj çubuğu ile betonarme başlık kirişi üstünde karşılıklı olarak bağlanır. Bu işlemin ardından çelik kirişlerin arasında kalan bölgede çelik kirişlerin üst kotuna kadar beton dökülerek başlık kirişlerinin ikinci aşama betonları tamamlanır *(bkz. Şekil 5)* ve inşaat safhasındaki ilave yükler altında çelik kirişlerin sürekliliği sağlanmış olur. Bu sayede tabliye betonunun

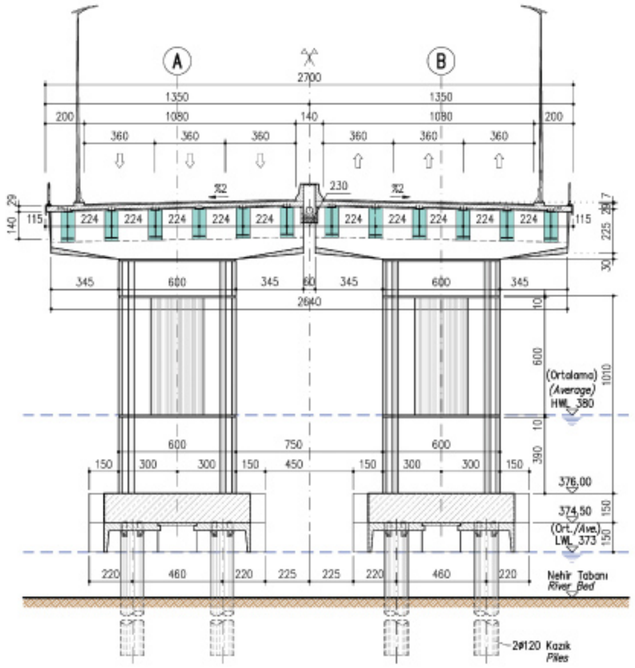
dökümü sırasında yaş beton ağırlığından oluşacak etkiler bir çerçeve sisteminin sürekli kirişlerine etkir, *(bkz. Şekil 6)*.

Ana taşıyıcı çelik kirişlerin alt başlıkları geçiş ayakları ve kenar ayaklar üzerinde 40cm yüksekliğinde S355J2G3 kalitesinde çelik I kirişler ile bağlanmıştır. Enine yönde düzenlenen bu kirişler sayesinde mesnet değişimleri sırasında köprü tabliyesinin askıya alınması ve enine yöndeki yatay yükler altında ana kirişlerin birlikte davranmaları sağlanmıştır, *(bkz. Şekil 8)*. Tipik

Tipik orta ayaklar
(Aks "2 ~7", "9 ~15" ve "17 ~22")
Köprü 1, 2 ve 3'te her bir tabliyenin altında ara akslarda tipik ayaklar düzenlenmiştir. Yol kotuna bağlı olarak yüksekliği değişen C30/37 beton kalitesindeki ayaklar konsollu başlık kirişi, estetik görünümlü kolon ve kazık başlığından oluşmaktadır. Betonarme kolonların çekiç şeklindeki enkesiti ortada 90cm, kenarlarda ise 150cm kalınlığındadır. 150cm kalınlığındaki kazık başlıkları nehrin en düşük su seviyesinin üzerinde kalacak şekilde tasarlanmışlardır. Her bir kazık başlığı ortalama 20m uzunluklu ve taşıyıcı kumtaşı tabakasına 8m soketlenen C25/30 beton kalitesine sahip Ø1.20m çapındaki 4 adet fore kazığa oturmaktadır,

fiekil 6. Çelik kirilller ile ball›k kirilli aras›ndaki birlefilimin imalat›
Figure 6. Construction of the connection between the steel girders and the capping beam

(bkz. Şekil 7).



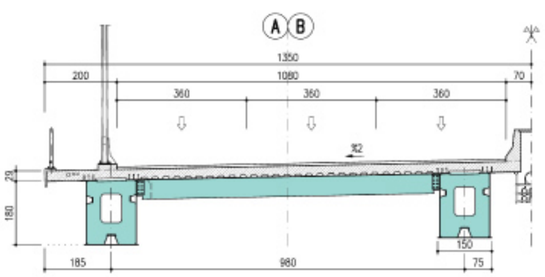
Şekil 7. Köprü 1, 2 ve 3'e ait tipik orta ayaklar (Aks "2~7", "9~15" ve "17~22")
Figure 7. *Regular Piers of Bridge 1, 2, and 3 at Axes "2~7", "9~15" and "17~22"*

Geçiş ayakları *(Aks "8", "16" ve "23")*
Geçiş ayakları bir köprünün üstyapısının bittiği diğer köprünün üstyapısının ise başladığı noktalarda, Köprü 1'den Köprü 2'ye geçerken 8 Aksında, Köprü 2'den Köprü 3'e geçerken 16 Aksında ve Köprü 3'den Köprü 4'e geçerken 23 Aksında düzenlenmiştir.
Tipik orta ayaklardan farklı olarak komşu iki köprüye ait çelik kirişler geçiş ayaklarının başlık kirişleri üzerinde düzenlenen mesnetlere oturtulmuştur. Ayrıca tabliyelerin arasında yatay hareketlere uyumlu genleşme derzleri düzenlenmiştir. Betonarme kolonların çekiç şeklindeki enkesiti ortada 140cm, kenarlarda ise 200cm kalınlığındadır. Kazık başlıkları 8 ve 16 Akslarında Ø1.20m çapında, 23 Aksında ise Ø1.50m çapında 4 adet fore kazığa *(Lort=20m)* oturmaktadır, *(bkz. Şekil 8)*.

2.2. Köprü 4 *(Sürekli kompozit kirişli köprü, Aks "23 ~26")*
Köprünün bulundugu yerde nehrin ortasında bulunan ada dikkate alınarak gemi trafiginin dogu kıyısında yapılması planlanmaktadır. Buna baglı olarak Köprü 4 Al Halfaia Köprüsü'nün doğu ucunda konumlandırılmıştır, *(bkz. Şekil 2)*.
Üstyapı
23~26 Aksları arasında 147.4m uzunluğundaki Köprü 4'ün taşıyıcı sistemi için, orta açıklıklığı 64 m olan 3 açıklıklı sürekli *(42m+64m+41.4m)* kompozit çelik kirişli tabliye seçilmiştir, *(bkz. Şekil 2)*.
Üstyapı ayaklar üzerinde ve kenarayakta düzenlenen elastomer mesnetlere oturmaktadır. 23 Aksındaki geçiş ayağı ve 26 Aksındaki kenarayak üzerinde yatay hareketlere uyumlu genleşme derzleri düzenlenmiştir, *(bkz. Tablo 1)*.
Tipik üstyapı enkesiti 150cm genişliğe, 180cm yüksekliğe

Şekil 8. Geçiş ayakları, Aks "8", "16" ve "(23)"
Figure 8. *Transition Piers at Axes "8", "16" and "(23)"*

sahip 9.80m aralıkla yerleştirilmiş S355J2G3 kalitesinde 2 adet ana taşıyıcı kutu kiriş ve toplam 29cm yükseklikli C30/37 kalitesinde betonarme döşemeden oluşmaktadır. Ana kirişler enine yönde 2.46m aralıkla 55cm yükseklikli S355J2G3 kalitesinde yapma I kirişler ile birbirlerine bağlanmışlardır. Enine kirişlerin ara mesafesi döşeme kalıbı olarak S350GD kalitesindeki trapez çelik sacların *(h=70mm)* kullanımına uygun olarak nispeten dar seçilmiştir, *(bkz. Şekil 9).*
Taşıyıcı kutu kirişlerinin 24 ve 25 Akslarındaki mesnet bölgelerinde guseler düzenlenmiştir. Bu guseler yardımıyla sadece 12m uzunluğunca kiriş yüksekliği lineer olarak 1.80m'den 3.60m'ye arttırılarak köprü üstyapısında ekonomi sağlanmıştır. Buna bağlı olarak ana açıklıkta kompozit tabliyenin narinliği (tabliye yüksekliği/açıklık) açıklık bölgesinde L/30, ayaklar üstünde ise L/16 olmaktadır, *(bkz. Şekil 10).*
Çelik kirişler ile betonarme döşeme arasındaki kompozit etki S235J2G3 kalitesindeki, Ø19mm çapındaki, 175mm uzunluğundaki, kesme kuvveti büyüklüğüne uygun olarak kiriş boyunca aralıkları değişen kesme çivileri ile sağlanmıştır.



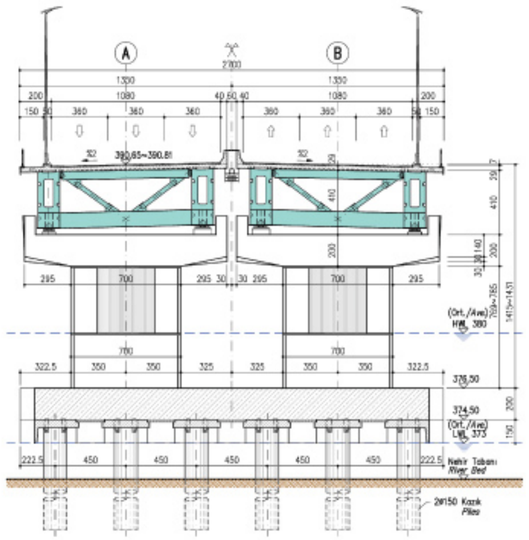
Şekil 9. Köprü 4'e ait tipik üstyapı enkesiti (Aks "23~26")
Figure 9. *Typical superstructure cross sections of Bridge 4 (Axes "23~26")*

Ana ayaklar (Aks "24" ve "25")
Köprü 4'te her bir tabliyenin altında 24 ve 25 akslarında bulunan ana ayaklar C30/37 beton kalitesine sahip olup görsel olarak Köprü 1, 2 ve 3'e benzemektedir. Navigasyon kanalının iki yanında bulunan Köprü 4'ün ana ayakları gemi çarpması riskine karşı diğer köprü ayaklarından daha güçlü olacak şekilde 2.40 m genişliğinde tasarlanmıştır. 2 m kalınlığındaki kazık başlıkları C25/30 beton kalitesine sahip Ø1.50m çapında, 19.5 m uzunluklu 12 adet fore kazığa oturmaktadır, *(bkz. Şekil 10).*

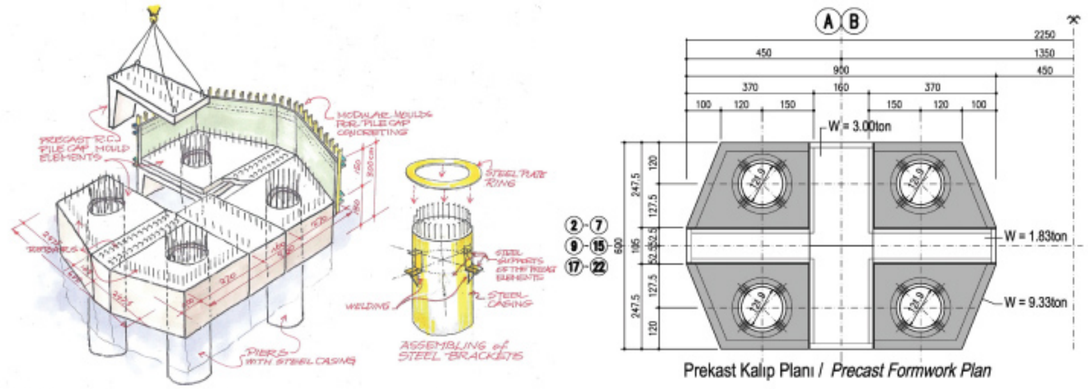
3. YAPIM YÖNTEMİ

3.1. Altyapıların (Kazıklar, Kazık başlıkları, Kolonlar ve Başlık kirişleri) imalatı

Kazıklar
Temel imalatları Nisan 2008'de başlamış ve Köprü 1'e ait temeller Temmuz 2008'de tamamlanmıştır. Su yüksekliği Temmuz ile Kasım ayları arasındaki 5 aylık taşkın döneminde ortalama 7m yükselmiş ve bu dönemde kazık imalatı mümkün olmamıştır. Geriye kalan temeller taşkın döneminden sonraki düşük su seviyesi döneminde bitirilmiştir.



Şekil 10. Köprü 4'e ait ana ayaklar (Aks "24~25")
Figure 10. *Main Piers of Bridge 4 (Axes "24~25")*



Şekil 11. Prekast kalıp elemanları yardımıyla kazık başlıklarının imalatı
Figure 11. *Construction of pile caps by using precast formwork elements*

Nehirde kazık imalatı için kalıcı çelik kılıflar titreşimli çekiç yardımı ile kumtaşı tabakasına kadar çakılmış ve daha sonra foraj makineleri ile kazıkların delgileri yapılmıştır. Kazık makineleri bir mavna *(yüzer platform)* üzerine çıkartılarak nehir üzerinde istenilen noktalarda çalışma imkanı sağlanmıştır. Beton iletimi sabit pompalar ve yüzer bir duba sistemi üzerindeki sabit boru hattı ile sağlanarak kazık imalatları tamamlanmıştır.

Prekast kalıp elemanları ve Kazık başlıkları
Nehir içinde kazık başlıklarının imalatı Yapı Merkezi tarafından geliştirilen bir yöntem ile yapılmıştır. Bu yöntemde alt kalıbı oluşturan prekast elemanlar sayesinde kazık başlığı beton döküm işlemi verimli ve ekonomik bir şekilde tamamlanabilmistir. Ayrıca prekast kalıp elemanlarının yan etekleri sayesinde düşük su seviyesi dönemlerinde bile kazıkların dışarından görülmeleri mümkün olabildiğince önlenmiştir.
Kazıkların kalıcı çelik kılıflarının dört tarafına çelik kısa konsollar kaynak ile birleştirilmiştir. Bu kısa konsolların üzerine oturan prekast kalıp elemanları yardımıyla kazık başlığının ahşap yan kalıpları kurulmuş ve kazık başlığı imalatı tamamlanmıştır, *(bkz. Şekil 11).*
Kazık başlıklarının imalatı tamamlandıktan sonra kolonlar ve başlık kirişlerine ait imalatlar geleneksel yöntemler ile gerçekleştirilmiştir, *(bkz. Şekil 12).*

3.2. Çelik kirişlerin üretimi ve montajı

Tüm çelik elemanların üretimi Türkiye'de KARÇEL A.S.'de gerçekleştirilmiştir. Üretilen parçalar Port Sudan limanına gemi ile ulaştırıldıktan sonra kamyonlar üzerinde Hartum'a *(yaklaşım 1000 km mesafede)* taşınmışlardır. Taşıma mesafesinin uzun olması sebebiyle çelik elemanların boyları 12 m civarında tutulmuştur. Buna bağlı olarak köprü kirişleri kaynak ağzı açılan parçaların birbirlerine küt kaynakla birleştirilmesiyle teşkil edilmişlerdir. Daha sonra Nil nehri üzerinde kirişlerin montajı mavnalara çıkartılan mobil vinçlerin yardımıyla gerçekleştirilmiştir, (bkz. Şekil 13, Şekil 15).

Köprü 1, Köprü 2 ve Köprü 3 çelik montajları
Üç köprüde toplam 264 adet kirişin yerlerine montajlarının seri ve sorunsuz olarak gerçekleştirilebilmesi amacıyla Köprü 1, 2 ve 3'e ait

Şekil 12. İmalat aşamasından genel görünüş
Figure 12. *General view of construction stage*

Şekil 13. Köprü 1, 2 ve 3'te çelik kiriş montajı
Figure 13. *Assembly of steel girders at Bridges 1, 2 and 3.*

ana çelik kirişler tipleştirilmiştir. En ağırı 13 ton olan toplam 4 adet kiriş tipi ile her üç köprünün tüm ana taşıyıcı çelik kirişleri üretilebilmiştir. Çelik kirişlerin orta ayaklar üzerine yerleştirilmesi ve bu ayaklar ile birleşimlerinin teşkil edilmesinde izlenen yapım metodu aşağıda verildiği gibidir, (bkz. Şekil 5, Şekil 14):
1. Başlık kirişi ilk aşama betonu döküldükten sonra komşu açıklıklara ait çelik kirişler ardışık olarak yerleştirilirler. Ana taşıyıcı çelik kirişlerin montaj aşamasında basınç başlıklarının yanal burkulması kiriş çiftleri arasında düzenlenen enine çaprazlar yardımı ile önlenir.

Şekil 14. Köprü 1, 2 ve 3'te üstyapı ile altyapı arasındaki birleşimin yapım aşamaları
Figure 14. *Construction stages of connection between superstructure and substructure at Bridges 1, 2 and 3*

2. Ardışık çelik kirişler üst başlıkları hizasında 4 adet Ø40, alt başlıkları hizasında ise 4 adet Ø20 dişli ankraj çubuğu ile betonarme başlık kirişi üstünde karşılıklı olarak bağlanırlar.
3. Başlık kirişi ikinci aşamasına ait donatılar yerleştirilir ve çelik kirişlerin üst kotuna kadar beton dökülür.
4. Tabliye döşemesine ait donatılar yerleştirilir ve döşeme betonu dökülülürek birleşim tamamlanır.

Köprü 4 çelik montajları
Köprü 4 ana çelik kirişlerinin her biri 5 kiriş parçasından oluşmaktadır. En ağır parçası 44 ton olan parçaların montajı mavna üzerine çıkartılan mobil bir vinç yardımı ile gerçekleştirilmiştir, *(bkz. Şekil 15)*. İlk olarak her bir ana ayak üzerindeki 2 adet guseli kiriş parçası, daha sonra kenar açıklıklardaki kiriş parçaları yerleştirilmiştir. Kenar açıklıklardaki elemanların yerleştirilmesi sırasında guseli kiriş parçalarını dengede tutabilmek için kazık başlığına sabitlenmiş geçici kolonlardan faydanılmıştır, *(bkz. Şekil 15)*. Ayrıca aynı ayak üzerinde bulunan guseli kiriş parçaları arasında çelik çapraz düzenlenerek enine yöndeki kararlılık sağlanmıştır. Son olarak ana açıklık ortasındaki boşluğa 40m'lik kiriş parçasının yerleştirilmesinin ardından gerekli kaynaklar yapılarak üst yapı tamamlanmıştır.

3.3 Tabliye döşemesinin imalatı
Nehir üzerinde döşeme imalatının hızlı bir şekilde yapılabilmesi amacıyla döşeme kalıbı olarak çelik trapez sacların kullanılmasına karar verilmiştir. Bu amaçla Köprü 1,2 ve 3'te ana kirişlerin arasında Köprü 4'te ise enleme kirişleri arasında çelik trapez sac düzenlenerek döşeme kalıbı oluşturulmuştur. Yaklaşık 90cm genişliğinde ve 2.30m (*maks.*) uzunluğunda olan trapez paneller kolaylıkla tek kişi tarafından taşınabilmektedir. Döşeme tasarımında trapez sac elemanlar yapısal taşıyıcı olarak dikkate alınmamış sadece döşeme kalıbı olarak

Şekil 15. Köprü 4'te çelik kiriş montajı
Figure 15. *Assembly of steel girders at Bridge 4*

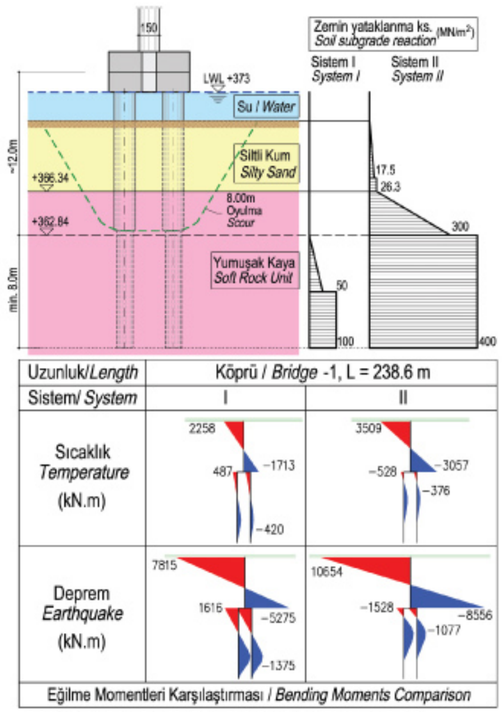
kullanılacağı öngörülmüştür. Döşeme kalıbı tamamlandıktan sonra Köprü 1, 2 ve 3'te 35'er metrelik anolar halinde Köprü 4'te ise 30'ar metrelik anolar halinde tabliye döşemesinin imalatı yapılmıştır.

3.4. Malzeme, kaynak ve kazık testleri
Beton, inşaat demiri ve yapısal çelik malzemelerinin ilgili yönetmeliklere uygunlukları ve talep edilen mekanik özelliklerini sağladıkları şartnamelere uygun olarak gerekli testlerle doğrulanmıştır. Yapısal çelik elemanların birleşimlerinde kullanılan kaynaklar ilgili şartnameler gereği titizlikle muayene edilmiş ve gerekli tüm testleri yapılarak kontrol edilmiştir.
Kazıkların yük taşıma – deplasman karakteristiklerini belirlemek amacıyla Ø1.2m ve Ø1.5m çaplı kazıklar üzerinde iki adet düşey statik yükleme *(maks. 12000kN ve 14400 kN)* testi başarı ile gerçekleştirilmiştir. Ayrıca Ø1.2m çaplı deney kazığı üzerinde ilave olarak yatay statik yükleme *(maks. 370 kN)* testi de gerçekleştirilmiştir.

4. YAPISAL ANALİZLER
Al Halfaia Köprüsünün yapısal analizleri Sofistik isimli bilgisayar programıyla (*sonlu elemanlar programı*) yapılmıştır. Yapısal tasarımda ilgili Eurocode'lara uygun olarak tüm elverişsiz yükler dikkate alınmıştır. En elverişsiz yük birleşimleri altında gerekli güvenlik seviyeleri sağlanarak boyutlandırma yapılmıştır.
İntegral yapıların tasarımında özellikle sıcaklık ve deprem etkileri büyük önem taşımaktadır. Geneksel köprü tasarımından farklı olarak, integral köprülerin üstyapılarının hareket imkanları ayaklar tarafından sınırlandırıldığı için sıcaklık, rötre ve sünme etkileri altında taşıyıcı sistemlerinde büyük kesit tesirleri oluşur. Üstyapı hareketlerinin kısıtlanma derecesi alt yapının (*kolonlar, kazıklar*) deformasyon yapabilme kapasitesine bağlıdır. Nehir tabanında oluşan oyulmanın *(maks. 8m)* ise yapısal rijitlikler üzerinde büyük etkisi vardır. Tüm bu etkenler ve yerel şartlar titizlikle yapısal analizlerde dikkate alınmıştır.
Sismik yükleme durumu gibi yapının boyuna yönde zorlandığı durumlarda, yapısal sistemin yeniden dağılım imkanları fazla olan bir çerçeve şeklinde olması göreceli olarak integral köprülere avantaj sağlamaktadır.
Ayak kesitlerinde beton çekme gerilmelerinin yüksek olduğu durumlarda, hesaplarda elverişsiz sonuç vermesi durumunda, ayakların çatlamış kesit ataletleri dikkate alınmıştır. Depremli durumda ise güvenli tarafta kalmak üzere tüm ayakların çatlamamış kesit ataletleri de esas alınarak yapısal analizler gerçekleştirilmiştir.

Zemin-Yapı Etkileşimi
Al Halfaia Köprüsü'nün ana ekseni boyunca 28 adet araştırma sondajı yapılmıştır. Zemin profili üstten alta doğru Killi Silt – Siltli Kil tabakası, Siltli Kum tabakası ve Yumuşak Kaya (Nubian Formasyonu) taşıyıcı tabakadan oluşmaktadır. Taşıyıcı tabaka içindeki hakim litoloji düşük dayanımlı kumtaşıdır. Kazıklar, nehir tabanından yaklaşık 5.7m aşağıdaki Nubian Formasyonuna 8m oyulma derinliği dikkate alınarak min. 8m soketlenmiştir.
Köprü yapısal sisteminin modellenmesinde kazık-zemin etkileşimi için alt ve üst limit değerlerin dikkate alınması gerekli görülmüştür. Bu amaçla hem nehir tabanındaki oyulma etkisinin hem de zemin yatay yataklanma katsayısının alt ve üst sınırlarının dikkate alındığı dört ayrı model üzerinde yapısal analizler gerçekleştirilmiştir. Bu modellerde dikkate alınan zemin yataklanma katsayısı sınır değerleri geoteknik değerlendirmelerden elde edilen ortalama (200 MN/m^2) değerin %50 oranında azaltılması ve %200 oranında arttırılması ile elde edilmiştir:
• **Sistem IA:** "Yumuşak sistem" *(8m oyulma derinliği, % 50 yatay yataklanma – maks. 100 MN/m^2)*
• **Sistem IB:** Oyulma yok, % 50 yatay yataklanma – maks. 100 MN/m^2
• **Sistem IIA:** "Rijit Sistem", *(oyulma yok, % 200 yatay yataklanma – maks 400 MN/m^2)*
• **Sistem IIB:** 8m oyulma derinliği, % 200 yatay yataklanma – maks. 400 MN/m^2
Şekil 16'da yumuşak ve rijit sistemlere ait yatay yataklanma katsayısının kazık yüksekliği boyunca değişimi verilmiştir. Ayrıca Şekil 16'da sıcaklık ve deprem yüklemeleri altında zemin-yapı etkileşiminin iç kuvvetlere etkisi gösterilmiştir. Sözkonusu iki model üzerinde Köprü 1'in ikinci ayağında *(Aks 2)* oluşan eğilme momentleri incelendiğinde rijit sistemdeki değerlerin yumuşak sisteme göre sıcaklık etkileri altında 1.6-1.8 kat, deprem etkileri altında ise 1.4-1.5 kat daha büyük olduğu görülebilir.

5. PROJENİN ZORLUKLARI
Estetik ilkelerinin uygulanabilir ve fonksiyonel bir yapı ile birleştirilmesiyle form ve işlevselliğin bütünleştiği Al Halfaia Köprüsü, Hartum'un sürekli büyüyen alt yapı ihtiyacının karşılanmasına hizmet etmektedir. Bulunduğu bölgede benzeri olmayan köprünün tasarımı ve yapımı sırasında pek çok zorluğun üstesinden gelinmiştir.



Şekil 16. Zemin-yapı etkileşiminin yapısal analiz sonuçlarına etkileri
Figure 16. *Effects of soil structure interaction on structural design*

• ***Aşırı İklim Koşulları***
Sudan'da iklim koşulları inşaat işleri için çok olumsuzdur ve yılda 5~8 adet kum fırtınası görülebilir.
1907'den 2007 yılına kadar Hartum'da ölçülen en yüksek ve en düşük hava sıcaklıkları 46.8 ^{0} C ve 6 ^{0} C dir.
Direk güneş ışınlarına maruz alanlarda hava sıcaklığı *(Maks~65 ^{0} C)* sürekli beton döküm yapılan imalatlarda kritik parametre olarak dikkate alınmalıdır.
Köprü tasarımında EN1991'e uygun olarak Temin=+10 ^{0} C ve Temax=+51 ^{0} C *(güvenli tarafta kalınarak bu değer 60 ^{0} C'ye arttırılmıştır)* alınmıştır.

• ***Yerel Piyasada Yetersiz İnşaat Malzemeleri***
Türkiye pazarına göre Sudan'da inşaat malzemelerinin çeşitliliği az ve fiyatları ise yüksektir. Bu yüzden malzemelerin %86'sı Türkiye'den tedarik edilmiş, sadece %14'ü ise yerel piyasadan temin edilmistir.

• ***Ulaşım Zorlukları***
Tüm malzemeler Port Sudan'a deniz yolu ile taşınmış ve buradan kamyonlarla 1000 km'den fazla bir mesafe geçilerek Hartum'a ulaştırılmıştır. Malzemeler Hartum'a Türkiye'den gemiye yüklendikten 6 hafta sonra ancak ulaşmaktadır ve bunun yanı sıra bu gemilere ait düzenli bir sefer programı mevcut değildir.

• **Nil Nehri Taşkınlarının getirdiği Kısıtlamalar**
Etiyopya dağlık bölgelerine yağan Muson yağmurları Temmuz başından Kasım sonuna kadar Nil Nehrinde taşkınlara sebep olmaktadır. Nil nehrinin su seviyesi 6-8m'ye kadar yükselmekte, akış hızı ise yaklaşık olarak 10 kat artmaktadır. Bu durum nehir üzerinde taşkın döneminde inşaat işlerinin yapılmasına engel olmaktadır. Köprü tasarımında;

En düşük su seviyesi *(LWL)*=+373.0m
En yüksek su seviyesi *(HWL)*=+380.0m
Nehir akış hızı V=1.53m/s
olarak alınmıştır.

• **Yavaş İşleyen Bürokrasi**

• **Yerel Piyasada Yetersiz Kalifiye İşgücü**

6. ÇELİĞİN ÖNE ÇIKAN AVANTAJLARI

Çelik bu projede sadece yapısal sisteme ait ana taşıyıcıların malzemesi değil, proje zorluklarının aşılmasında da katkı sağlayan en büyük etken olmuştur;
• Hafif çelik elemanların taşınması *(nakliye masrafları azaltılmıştır)*.
• Köprü yapısal sistemine ait ana taşıyıcıların Türkiye'de kalite kontrol altında üretilmesi (*proje sahasındaki kaliteli işçilik ihtiyacı azalmıştır*).
• Köprü elemanlarının hassas bir şekilde basit ve açık prosedürler ile montajı *(artan kalite ile inşaat hataları azalmıştır)*.
• İnşaatın hızla yapılmasına imkan tanıması, *(zamana bağlı kısıtlamalar azalmıştır)*.
• Sistem kolaylıkla estetik ve sürdürülebilir tasarım ilkelerini sağlamıştır.
• Üstyapı kütlesi göreceli olarak hafifletilebilmiş bu sayede deprem kuvvetleri ve buna bağlı olarak da altyapı elemanlarının boyutları azaltılmıştır *(altyapıda ekonomi sağlanmıştır)*.
• Kazık imalatları iş programında en kritik aktivite olduğu için kazık ihtiyacının (kazık sayısı, çapı ve uzunluğu) azalması inşaat iş programını çok olumlu yönde etkilemiştir

7. İŞVERENİN TALEPLERİNİN ve PROJE KISITLARININ SAĞLANMASI

• Nil Nehri üzerinde kompozit çelik ve yarı-integral köprü sistemlerinin birleşimi, Navigasyon Kanalını oluşturmak amacıyla büyük açıklıklı sürekli kompozit çelik kirişli sistemden yararlanılması İşveren'in taleplerinin karşılanması konusunda en doğru çözüm olarak ortaya çıkmaktadır:
- Düşük ilk yatırım, onarım ve bakım maliyetleri.
- Trafik gürültüsünün azaltılması ve sürüş konforunun yükseltilmesi.
- Hızlı imalat ve kısa inşaat süresi.
- Çevreye uyumlu estetik köprü tasarımı.
• Nil nehri üzerinde yapımı 4~5 yılda tamamlanan diğer köprü (El Mek Nimir Köprüsü hariç) projelerinden farklı olarak imalat işleri 2 yıldan az bir sürede bitirilmiştir.
• Al Halfaia Köprüsü proje olarak yapısal çeliğin sağladığı avantajlar üzerine oturtulmuştur. Bu sayede proje bütçesi çok sınırlı limitlere ve inşaat programı kısıtlı sürelere düşürülebilmiştir.

8. SONUÇ

Şubat 2010 tarihinde Al Halfaia Köprüsü resmi olarak işverene teslim edilmiştir. Köprü aşırı zor şartlar altında 23 ay gibi kısa bir süre içinde tamamlanmıştır. Kazık başlıklarının pratik olarak yapımını mümkün kılan prekast kalıplar, tabliye döşemesinin hızla yapımını sağlayan trapez çelik sac kalıplar ve çelik üst yapının yenilikçi tasarımı sayesinde inşaat süresi önemli miktarda kısaltılabilmiştir. Nil Nehri üzerindeki diğer köprü inşaatlarının 4~5 yıl sürmesi dikkat çekicidir. Sudan ekonomisine faydaları da dikkate alınarak yarı-integral köprü tipi seçilmiştir. İntegral köprüler son 50 yıldır dünya çapında bilinmekte ve her geçen gün daha fazla kullanılmaktadırlar.
Yarı-integral köprü tipinin en büyük avantajı, bakım masrafları pahalı olan elastomer mesnetlerin ve genleşme derzlerinin azaltılmasına imkan vermesidir. Özellikle gelişmekte olan ve bazen gelişmiş ülkelerde integral köprülerin inşası, düzenli bakım yapılması zor olduğu için avantaj sağlamaktadır.

Sudan'a hafif, çelik üst yapı elemanlarının nakledilmesi ve bu elemanların kolaylıkla montajı sayesinde bu proje düşük bütçesi ve kısa inşaat süresi içinde tamamlanabilmiştir. Tüm yerel zorlukların aşılmasında çeliğin kullanımı en büyük avantaj olmuştur. Sonuç olarak Nil Nehrinin güzelliğini tamamlayan estetik bir köprü ortaya çıkmıştır.Yapı Merkezi Al Halfaia Köprüsü'nün kompozit çelik köprülerde yenilikçi yapım metotlarının avantajlarını vurguladığını ve inşaat maliyetleri ile sürelerinin azaltılabildiğini gösterdiğine inanmaktadır. Ayrıca bu projede Avrupa Birliği standartları *(Eurocode)* başarıyla sağlanmış, yarı-integral kompozit çelik köprülerin yüksek kaliteye sahip ve uzun ömürlü olmalarının altı çizilmiştir.

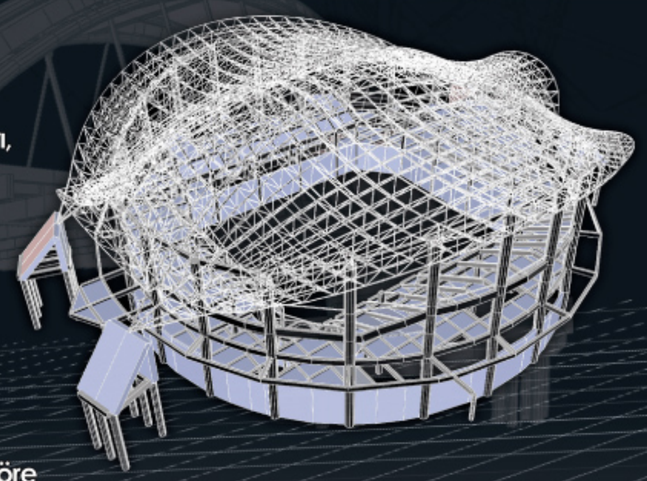
KAYNAKLAR:

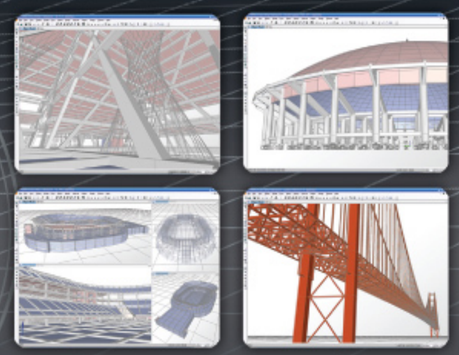
[1] "Al Halfaia Bridge Khartoum – Sudan, Spanning the Challenge of the Nile with Steel", ECCS The European Steel Bridges Award 2010 Entry Album, Yapı Merkezi İnş. ve San. A.Ş., İstanbul, Turkey, 15.Mar.2010.
[2] Haumer, W.; Gebert, G.; and Schülke, J., "Die Halfaya uber den Nil in Khartoum/Sudan", Dresdner Brückenbau-Symposium, Germany, 16.Mart.2010.
[3] "YM Notes on Al Halfaia Bridge Desing Works", Yapı Merkezi Ins. ve San. A. S., Istanbul, Turkey, 28 Feb. 2008.
[4] Al Halfaia Köprüsü Ar-Ge ve Tasarım Çalısmaları, Yapı Merkezi Ins. ve San. A. S., Istanbul, Turkey, 2007-2008.

STATİK, DİNAMİK VE DEPREM MÜHENDİSLİĞİ İÇİN
HER TÜRDEN YAPININ ÜÇ BOYUTLU
SONLU ELEMAN ANALİZ VE BOYUTLAMA YAZILIMI

DAHA İYİ BİR DÜNYA İÇİN SAP2000® TEKNOLOJİ

- Endüstriyel Yapılar, Köprüler, Enerji İletim Hatları Kuleleri, Kablolu Yapılar, Kablolu Anten Direkleri, Bacalar, Soğutma kuleleri, Makina Temelleri, Spor Tesisleri, Kazık Temelli Yapılar, barajlar, Petrol Tankları, Kıyı ve Açık Deniz Yapıları, Blok Temeller.
- Simetrik ve Simetrik Olmayan Yapılar
- 3 Boyutta hızlı Modelleme, Analiz, Dizayn, Optimizasyon
- Büyük sistemlerin 64 bit, çok prosesörlü, çok kanallı ve çok hızlı analizi
- Betonarme, Çelik, Aluminyum ve İnce Cidarlı Kesitlerin Dizaynı
- Modal Analiz, Mod Birleştirme Yöntemine göre Davranış Spektrumu Analizi, Zaman Alanında Lineer ve Nonlineer Analiz, Statik İtme (Pushover) Analizi, Kuvvet Spektrumu Yoğunluk (Power Spectral Density) Analizi
- Sismik İzolatörler, Viskoz Damperler,
- İnşaat Aşamalarını dikkate alan Modelleme ve Yükleme, Yüksek Frekanslı İnfilak Analizi,
- Betonda Zamana Bağlı Rötre ve Sünme,
- Depremde hasar görmüş ve hasar görecek yapılarda güvenlik saptaması - güçlendirme hesapları, Ekranda Deprem Simülasyonu





Distribütör:

COMPUTERS & ENGINEERING
SOFTWARE & CONSULTING

COMPUTERS & ENGINEERING
Engineering Software Consulting and Provision Center

Holzmühler Weg 87-89, D-35457 Lollar
Tel: 0049 6406 73667 Fax: 0049 6406 4745
E-Mail: baser@comp-engineering.com
Web: www.comp-engineering.com

ETABS

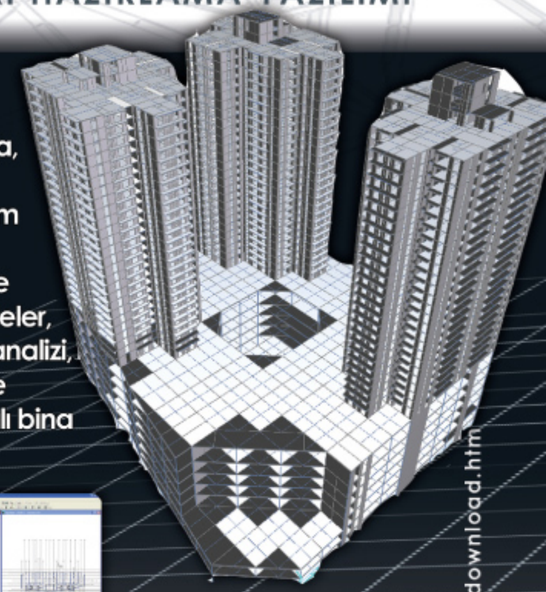
BETONARME ÇELİK VE YIĞMA
BİNALARIN VE BİNA TİPİ YAPILARIN
LİNEER VE NONLİNEER, STATİK-DİNAMİK
OTOMATİK ÇÖZÜM VE BOYUTLANDIRILMASI

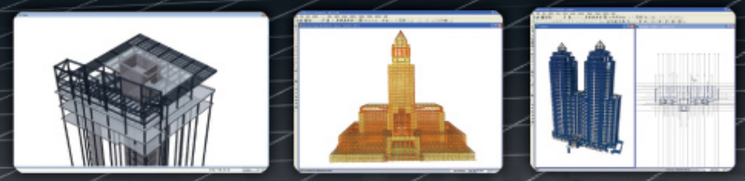
ETABS 20TH CENTURY TOP SEISMIC PRODUCT AWARD — APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL — ENGINEERING NEWS RECORD

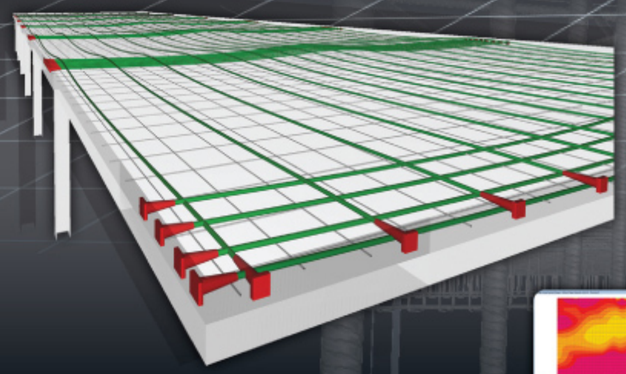
SAFE

BETONARME VE ARD-GERMELİ
DÖŞEME VE TEMEL SİSTEMLERİNİN BOYUTLAMA VE
OTOMATİK DONATI RESİMLERİ HAZIRLAMA YAZILIMI

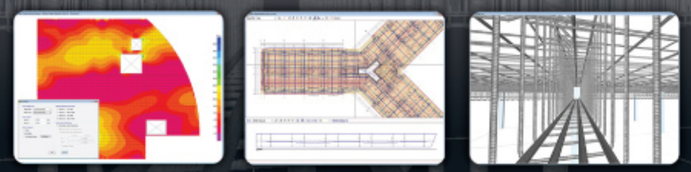
ETABS binalar için tamamen entegre bir analiz ve boyulama ortamıdır. ETABS 'ın entegre ortamı tek katlı binalardan dünyanın en yüksek yapılarına, her türlü çelik veya betonarme binanın llineer, nonlineer statik ve dinamik analizi için idel bir otram oluşturur. ETABS ile simetrik veya düzensiz binalar, kafes çerçeveli veya R-Kirişli yüksek yapılar, rijit ve esnek döşemeler, kompozit kiriş, betonarme perdeler, temel dizaynı, modal analiz, davranış spektrumu analizi, zaman alanında lineer-nonlineer analiz, statik itme analizi, sismik izolatörler, viskoz damperler, aşamalı bina inşaatı analizleri yapılabilir.







SAFE (Slab Analysis using Finite Elements) Betonarme ve ard-germeli döşeme ve temel sistemlerinin tasarımında ileri seviyede yararlı bir araçtır. Çok kullanışlı, görsellik açısından üstün ve öğrenilmesi kolaydır.
Donatı resimleri ve malzeme listelerini otomatik üretir.



Powered by 64 Bit SAPFIRE
CSI's Blazing New Analytical Engine

www.comp-engineering.com

Deneme Sürümleri: www.comp-engineering.com/download.htm

International Symposium "Steel Structures:Culture & Sustainability 2010"
21-23 September 2010, Istanbul, Turkey

SHEAR WALLS WITH COLD-FORMED STEEL FRAMING AND WOOD STRUCTURAL PANEL SHEATHING

Kamil K. CELIK [1], Thomas ENGLEDER [2]
[1] MS, Technical Services Engineer, Hilti, Inc.,USA
[2] PhD, Technical Marketing Manager, Hilti AG Schaan, USA

ABSTRACT

The construction of light gauge cold-formed steel framed shear walls with wood structural panel sheathing is gaining in popularity due to the ease and speed of construction, high shear capacity and efficient choices. However, the design of these walls is limited to what is available through research testing. There is currently no generally accepted design method that uses principles of mechanics to calculate the shear strength of cold-formed steel framed shear walls.

In this paper, an overview discussion regarding the development of a semi-analytical model is provided. This method is used to determine the shear strength of shear walls that are constructed with structural wood panel sheathing attached to cold-formed steel members with power-actuated fasteners.

This method was developed through a full-scale research test program including seismic testing of pre-constructed shear walls, and lateral connection tests of fasteners used for attachment of structural wood panels to light-gauge cold-formed steel framing members. Parameters affecting the shear performance of shear walls are discussed including the spacing and thickness of framing members, wood panel type and size, fastener type and spacing. The paper discusses the use of the analytical approach with other means of connections including building code-defined (IBC®) screws and power-actuated fasteners.

Keywords: Plywood, Seismic, Shear Wall, Cold-Formed Steel, Power-Actuated Fasteners

INTRODUCTION

The typical cold-formed steel (CFS) framed shear wall consists of evenly spaced steel studs for framing, steel tracks at the top and bottom of the walls, hold-down anchors at the end of the walls, and wood structural panel sheathing attached to cold-formed steel framing with a building code compliant or recognized fastener. A typical wall construction is shown in Figure 1. The wood structural panel may be required to be covered with a building code approved or recognized paper or a weather resistive barrier to provide corrosion resistance. A typical shear wall assembly is shown in Figure 2.

Design guidelines for shear walls constructed with cold-formed steel framing and wood structural panel sheathing are available in AISI S213-07, also known as AISI-Lateral, for some common shear wall configurations. However, AISI Lateral does not capture all possible shear wall configurations, nor does it provide guidance for variances in the shear wall construction. The 2009 International Building Code (IBC®) also does not address the use of proprietary fastening systems that can be used to attach wood structural panels to CFS framing members. There is no widely known analytical method of calculating the lateral performance of CFS framed shear walls with wood structural panel sheathing. Both AISI-Lateral and the 2009 IBC® allow the development of a design method based on testing and the principles of mechanics by using the strength and stiffness of the fastener connections.

The purpose of this paper is to describe the development of a semi-analytical model that is based on test data and mathematical calculations for the design of various shear wall assembly combinations with a proprietary power-actuated fastening system. Power-actuated fasteners have been used for attaching wood structural panels to cold-formed steel elements since 1986 (Nolan, 1998). Typical power-actuated fasteners have knurled shanks with diameters ranging from 0.100 inch (2.54 mm) to 0.120 inch (3.05 mm), shank length ranging from 1-1/2 inch (37 mm) to 2-1/2 inch (62 mm) and 1/4 inch (6 mm) head diameter, although these features may vary for different manufacturers. Power-actuated fasteners develop their holding mechanism through friction, generated between the fasteners

and base steel during installation, keying, mechanical interlock with knurling of the shank of the fastener, and micro-brazing, zinc coating on the fastener is consumed due to the heat generated during the driving process in the base material to create a bond (Beck & Reuter, 2005). A typical power-actuated fastener is shown in Figure 3.

Figure 1. Typical wall construction with cold-formed steel framing and wood panel sheathing

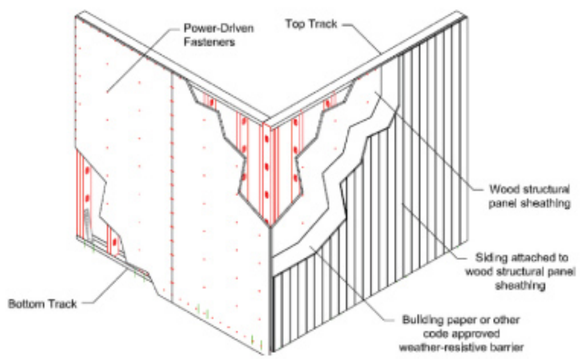


Figure 2. Typical shear wall frame with power-actuated fasteners

Figure 3. Typical power-actuated fastener for attachment of wood panels to cold-formed steel elements

The American Plywood Association (APA) provides a mathematical design guide for shear walls constructed with structural wood framing and wood panel sheathing based on the lateral (shear) capacity of building code prescribed nails (APA-154). However, this design guide and the other analytical models which are available as technical papers do not capture the unique performance characteristics of proprietary fastening systems. Proprietary power-actuated fastening systems generally provide improved load capacity, and quicker installation than building code (IBC®) defined attachment methods such as screws in addition to clean fastenings, and easy inspection advantages.

SMALL ELEMENT SHEAR TEST PROGRAM FOR POWER-ACTUATED FASTENERS

The first step in development of a semi-analytical model was to confirm the static shear load performance of the proprietary power-actuated fasteners when installed into cold-formed steel members through wood structural panels test pads. The tests were performed in accordance with ASTM D 1761-88(2000), *Standard Test Methods for Mechanical Fasteners in Wood* and ASTM E 1190-95 (2007), *Standard Test Methods for Strength of Power-Actuated Fasteners Installed in Structural Members*.

The single fastener static lateral load resistance (shear) tests were performed by attaching 12 in. (305 mm) long by 2 in. (50 mm) wide piece of structural plywood to a 12 in. (305 mm) long by 2 in. (50 mm) wide coupon cut from the light gauge cold-formed steel elements. The plywood and sheet steel coupons were configured with a lap-joint of 4 in. (100 mm). A single fastener was installed at the center line of the lap joint. Figure 4 shows the test configuration for the lateral load tests.

Figure 4. Lateral load test configuration

Table 1 shows the test scope and the sample size for the single fastener connection tests for lateral loads. The tests were conducted, progressing towards thicker structural panel wood members and thicker cold-formed steel base materials until a consistent failure mode of fastener pull-out from the cold-formed steel framing was achieved. The required numbers of test series was determined in accordance with Table 1 of ASTM D 2915-03, *Standard Practice for Evaluating Allowable Properties for Grades of Structural Lumber*, with a minimum of 15 tests. Additional tests were carried out until the resulting data complied with Table-1 of ASTM D 2915-03.

Table 1. Test Scope for Lateral Resistance of Power-Actuated Fasteners

Nominal Wood Structural Panel Thickness, inch (mm)	Minimum Thickness of Cold-Formed Steel Framing, gauge (mm)				
	22 (0.719)	20 (0.879)	18 (1.146)	16 (1.438)	14 (1.811)
3/8 (9.5)	15	15	15	15	15
15/32 (12)	15	15	15	15	15
19/32 (15)	15	15	15	15	15

FULL SCALE SHEAR WALL TESTS

A total of 12 full scale shear wall configurations were tested at Specialized Testing, Inc., an International Accreditation Service (IAS) certified third party test laboratory located in Santa Fe Springs, California. The tests parameters were chosen to capture a wide variety of common shear wall configurations by selecting the boundary conditions and representative shear walls that would reflect the actual field conditions. Table 2 shows the test matrix for the full-scale shear wall test program.

The tests were performed in accordance with ASTM E 2126-07a (2007), starting with a monotonic test protocol to develop reference parameters and followed by two CUREE (Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering) cyclic load tests. The CUREE test was repeated if the results of the first two tests were not within 10% of each other, as required by International Code Council Evaluation Services (ICC-ES), Acceptance Criteria for Power-Driven Pins for Shear Wall Assemblies with Cold-Formed Steel Framing and Wood Structural Panels (AC230), October 2008. ICC-ES is an independent evaluation agency which evaluates building products for compliance with the International Building Code. The average of the three tests was then used as the ultimate shear wall capacity. A total of 39 tests were performed.

Table 2. Test Scope for Full-Scale Shear Wall Tests

Cold-Formed Steel Thickness, gauge (mm)	Wood Structural Panel Thickness, inch (mm)	Frame Spacing, inch (mm) on center	Fastener Spacing, inch (mm)	
			6 (152)	2 (50)
20 (0.879)	3/8 (9.5)	24 (610)	3	3
	15/32 (12)	16 (406)	4	3
18 (1.146)	3/8 (9.5)	24 (610)	4	3
	19/32 (15)	16 (406)	4	3
16 (1.438)	15/32 (12)	24 (610)	3	3
	23/32 (18.3)	16 (406)	3	3
Total Tests			**39**	

The test walls were built as 8 ft (2438 mm) long by 8 ft (2438 mm) wide assemblies in accordance with ICC-ES AC230. The aspect ratio of 1:1 for tested shear wall assemblies helped determine the available shear strength of the walls with an aspect ratio equal to 2:1 or less (Brenston et al, 2006, ICC-ES AC230). The walls were composed of light-gauge, cold-formed steel C-studs with minimum flange width of 1-5/8 inches (41.3 mm), a minimum web depth of 3-1/2 inches (89 mm) and a minimum edge stiffener length of 3/8 inches (9.5 mm). The studs were spaced 16 inches (406 mm) or 24 inches (610 mm) on center. The steel tracks had a flange width of 1-1/4 inches (31.8 mm), with the same web depth as studs and were located at the top and bottom of the wall test specimens. The stud and track sections were fabricated from steel conforming to ASTM A 1003-05 standard to the designated thickness with a minimum yield strength of 33 ksi (227.5 MPa) for 20 and 18 gauge and 50 ksi (344.7 MPa) for 16 gauge sections. The steel sections are the most

Sınırsız seçenek özgürlüğü!

200 bin tona varan stok hacmi ve olağanüstü ürün çeşitliliği ile Türkiye'nin en büyük demir-çelik satış ve servis merkezi AMD Rozak, müşteri değerine odaklanmış, hızlı, yenilikçi ve teknolojiyle birleşen hizmet anlayışıyla yapı sektöründen gemi sanayiine, makine imalatından, demir-çelik ürünlerine ihtiyaç duyulan her alanda hizmet vermektedir.

- 400 çeşit sıcak haddelenmiş Avrupa kesit profil

  HEA - HEB - HL - HD - HEM - HP - IPE - W - SFB UPN - IPN
  Palplanş
  Kreyn Ray

- 10 ana grup ve 500'ü aşkın boyutta boru ve profil

  Kutu profiller (kare, dikdörtgen, oval)
  Doğalgaz boruları
  Galvanizli borular
  Siyah düz uçlu borular
  Siyah dişli manşonlu borular
  Spiral kaynaklı borular
  Çelik çekme dikişsiz borular
  Kazan boruları
  Sanayi boruları
  Konstrüksiyon boruları

- ve diğer yüzlerce çeşit ürün

  Silme demir
  Lama
  Kare demir
  Köşebent
  İnşaat demiri (düz ve nervürlü)
  T demir

- Yüzlerce Çeşit Yassı Mamul

  Sıcak haddelenmiş saclar
  Soğuk haddelenmiş rulolar
  Özel imalat sacları (kazan, gemi, özel alaşımlı)
  Yapısal saclar
  Rulo saclar
  Galvanizli saclar
  DKP saclar
  HRP saclar

Tel : (+90 216) 538 54 00
Fax : (+90 216) 537 83 00
e-mail: info@rozakdemir.com

ArcelorMittal
Distribution - ROZAK

ÇELİK YAPILAR

TÜRK YAPISAL ÇELİK DERNEĞİ YAYINI
AĞUSTOS 2010

YAPI MERKEZİ SUDAN AL HALFAIA KÖPRÜSÜ

Çelik Yapılar Haftası 2010 İstanbul Hasan Çalışlar Ropörtajı

TUCSA TYÇD
TÜRK YAPISAL ÇELİK DERNEĞİ

TOSYALI HOLDİNG ÖZEL SAYISI

common shapes used in the construction of light-gauge steel framed wood structural panel sheathed shear wall assemblies. Structural 1 plywood was installed on each side of each test wall assembly with the Hilti X-GPN 37 MX proprietary power-actuated fasteners. These fasteners were placed at a distance of 3/8 inch (9.5 mm) from the edge of each plywood panel using Hilti GX-120 gas-actuated tool. The spacing of the fasteners around the wall perimeter was 2 or 6 inches (51 or 152 mm) on center. Fastener spacing in the field was 12 inches (305 mm) on center. The fastener installation was done in accordance with the manufacturer's installation instructions to eliminate underdriven and overdriven fasteners. Improperly attached fasteners can reduce the strength, stiffness and ductility of the shear wall assemblies and may result in wood panels not attaching to cold-formed steel framing or significant damage on the wood panels. Four 5/8 inch (16 mm) sill anchors (ASTM A307-07b Hex Bolts) and two hold-down connectors were used to attach the shear wall test specimens to the test frame. The hold-down connector rods were 7/8 inch (22 mm) diameter ASTM A 193-07 Grade B7 threaded rods which are attached to steel studs with 33 each No. 10-16x1-1/4" HWH #3 self-drilling screws. The shear wall assembly was attached to the test frame with a load cap on the top of the wall (Figure 5). The load cap member was an aluminum W8x13 member with a total weight of 133 lbs (592 N). The end tracks composed of back-to-back C studs were put in place to prevent failure of the end studs due to compression forces developed by lateral loads. A typical failure of plywood pull-over is shown in Figure 6.

Figure 5. Shear wall test set-up

Figure 6. Plywood pull-over failure for full-scale CUREE tests

CONCEPTS FOR DEVELOPMENT OF AN ANALYTICAL MODEL

The mechanical model represented in Figure 7 is a linear approach developed for structural wood framed, wood structural panel sheathed shear walls in American Plywood Association Research Report 154 (Tissell, 1993). The resulting shear resistance is calculated as the sum of individual fastener resistance as shown in Equation 1.

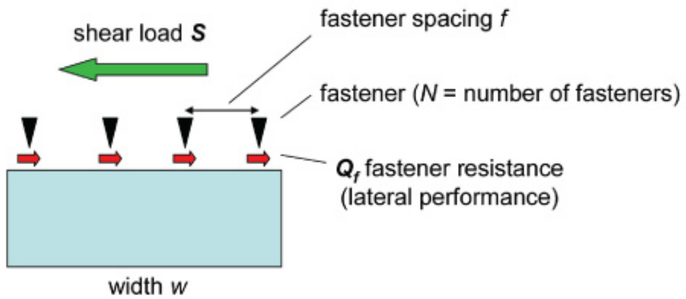


Figure 7. Analytical model for power-actuated fasteners

$$S_{nom} = N \cdot Q_f, \quad N = w / f \tag{1}$$

In this equation, Q_f is defined as the individual fastener shear strength and N is the number of fasteners in a given width (*w*; width: *f*; fastener spacing along the wall perimeter). The other factors taken into consideration are the frame spacing, type of wood panel, type and thickness of the base material and the type of attachment.

Equation 1 alone does not predict the actual behavior of the shear wall diaphragm system as the fasteners, sheathing material and cold-formed steel framing members act as a structural system. An evaluation concept based on statistics was introduced to correlate Equation 1 with the actual test results obtained from the full scale shear wall test program. A linear fitting function shown in Equation 2 was introduced to align the individual fastener performance with the actual shear wall test data.

$$f(N) = \alpha \cdot N + \beta + \gamma \cdot 1/s \tag{2}$$

where N is the number of fasteners per unit length and s is the stud spacing. Therefore, the predictive function S_{pre} was calculated by multiplying the nominal shear S_{nom} with the fitting function $f(N)$:

$$S_{pre} = (\alpha \cdot N + \beta + \gamma \cdot 1/s) \cdot S_{nom} \tag{3}$$

The parameters α, β and γ were calculated using a least squares curve fitting for the respective test data. After determination of the free parameters, α, β and γ, the coefficient of correlation between the shear wall test data, S_{actual} and the calculated shear wall strength S_{pre} was checked in accordance with ICC-ES AC230, Section 4.3.5. The coefficient of correlation must be greater than or equal to 0.85, for the fitting function to be considered as providing a sufficient degree of accuracy with respect to mathematical modelling.

In addition, the predictive data was further limited to have no calculated shear capacity higher than what was obtained in the actual test results to be conservative. Therefore, another adjustment factor was introduced for the configurations where the calculated capacity exceeded the tested capacity.

ANALYSIS OF SINGLE FASTENER SHEAR CONNECTION TESTS

The analysis of the test results for small element single fastener shear connection tests were conducted in accordance with AISI S100-2007, *North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members*. The results were then adjusted to reflect the specified cold-formed steel tensile strength and the specified thickness by multiplying the test results with an adjustment factor, R_s, the ratios of specified tensile strength, $F_{u(specified)}$, to tested tensile strength, $F_{u(tested)}$; and specified base steel thickness, $t_{specified}$, to tested base steel thickness, t_{tested}, using the following formula:

$$R_s = \frac{F_{u(specified)}}{F_{u(testeed)}} \times \frac{t_{specified}}{t_{tested}} \tag{4}$$

Based on the results of the single fastener shear tests, a linear regression function was applied to the final test results after the base steel strength and thickness adjustments. Plywood thicknesses greater than 19/32 inch (15 mm) showed similar behavior to 19/32 inch (15 mm) plywood as the fasteners pulled out of the base steel at similar load levels.

Linear regression of the single fastener shear connection tests resulted in the following predictive equations for the strength, Q_f, of fastener connections in various plywood attachments to different cold-formed steel thicknesses:

- 3/8 inch plywood : $Q_{f,3/8} = 7716.14\,t - 4.00$ (5)
- 15/32 inch plywood : $Q_{f,15/32} = 9718.41\,t - 67.32$ (6)
- 19/32 inch plywood : $Q_{f,19/32} = 9776.87\,t - 53.98$ (7)

ANALYSIS OF FULL SCALE TEST RESULTS

The first-cycle envelope curve, also called backbone curve, is constructed for the positive and negative sides of the load versus deflection graph developed from CUREE tests. The first-cycle envelope curve is representative of the boundary load values and deflections for the first load cycles in the cyclic-shear wall test protocol plotted by linearly connecting the peak loads and deflections in each cycle as shown in Figure 8. The Load and Resistance Factor Design, (LRFD) nominal shear wall capacity is calculated based on strength and deflection (drift) limits. The nominal load is taken as either the average peak load from the first cycle envelope curve or determined from drift limitations. The wind drift limit is a maximum deflection of h/180, with h as the height of the test wall specimen. The seismic drift is determined in accordance with ASCE/SEI 7-2005, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,* Section 12.8.6 with the following equation;

$$\delta_{xe} = (\delta_x * I)/C_d \tag{8}$$

where

δ_x = The maximum inelastic response displacement taken as the lesser of code specified allowable story drift and the displacement at the peak load level from tests

δ_{xe} = Design level response displacement (in.)

I = Importance factor determined in accordance with Section 11.5.1 of ASCE/SEI 7

C_d = Deflection amplification factor, AISI S213-07

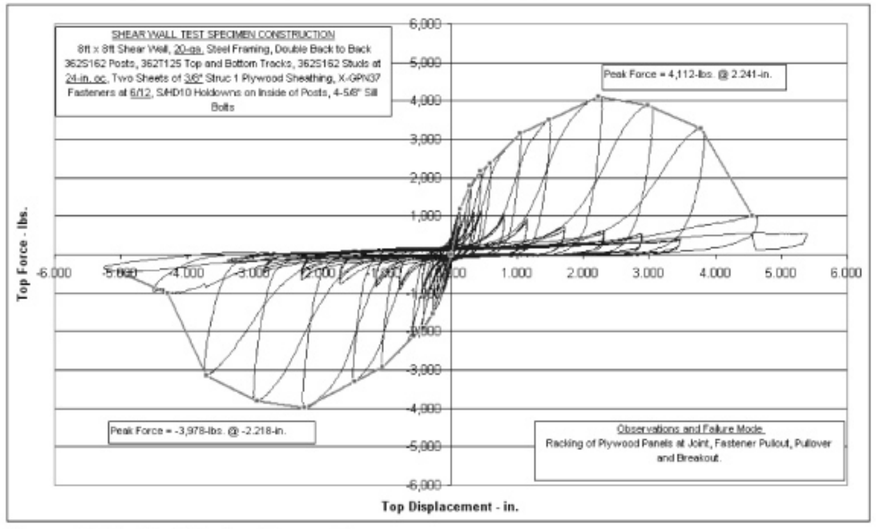


Figure 8. Typical first cycle envelope curve

The resulting nominal loads of the full-scale tests are presented in Table 3. The load results for the intermediate fastener spacings were calculated via linear interpolation as described in Section 4.2.1 of ICC-ES AC230.

Table 3. Nominal Loads, plf (kN/m) for Shear Wall Configurations with Various Fastener Spacing

Cold-Formed Steel Thickness, gauge (mm)	Wood Structural Panel Thickness, inch (mm)	Frame Spacing, inch (mm) on center	Fastener Spacing, inch (mm)			
			6 (152)	4 (102)	3 (76)	2 (50)
20 (0.879)	3/8 (9.5)	24 (610)	440 (6.4)	746 (10.9)	900 (13.1)	1053 (15.4)
	15/32 (12)	16 (406)	512 (7.5)	869 (12.7)	1048 (15.3)	1226 (17.9)
18 (1.146)	3/8 (9.5)	24 (610)	518 (7.6)	832 (12.1)	968 (14.1)	1145 (16.7)
	19/32 (15)	16 (406)	730 (10.6)	1203 (17.6)	1440 (21.0)	1676 (24.4)
16 (1.438)	15/32 (12)	24 (610)	844 (12.3)	1351 (19.7)	1604 (23.4)	1857 (27.1)
	23/32 (18.3)	16 (406)	1060 (15.5)	1724 (25.2)	2056 (30.0)	2389 (34.9)

LEAST SQUARES FITTING AND CALCULATION OF PARAMETERS

The adjusted shear strength of the fasteners and the known parameters allowed the use of a statistical function, LINEST. LINEST function helps to solve the following equation by using the least squares method to best fit the test data:

$$\boldsymbol{y} = m_1 \cdot \boldsymbol{x}_1 + m_2 \cdot \boldsymbol{x}_2 + m_3 \cdot \boldsymbol{x}_3 \tag{9}$$

In this equation, the target values, y, are the nominal loads from the full-scale test program and fitting parameters $m_1 = \gamma$, $m_2 = \beta$ and $m_3 = \alpha$ in Equation 2. In this statistical equation, all y and x values are known since they can be calculated based on the available test data. Thus, the LINEST function was employed through Microsoft® Excel to solve for the unknown parameters. A load

reduction factor was determined based on the test values and the linear regression model values to ensure the predicted shear load values did not exceed the tested wall shear load capacity. The LINEST function helped determine the first part of Equation 3. Equation 3 can be re-written as:

$$S_{pre} = f(N) \cdot N \cdot Q_f \tag{10}$$

where

$$f(N) = (\alpha \cdot N + \beta + \gamma \cdot 1/s) \tag{11}$$

N is the number of fasteners along the edge of the shear wall assembly and was calculated by dividing the width of the shear wall test specimen by the fastener spacing. The comparison of the test results and the predicted load data based on the linear regression model is presented in Figure 9. The correlation between the test data and the predicted data was within the 10% of each other showing a strong correlation.

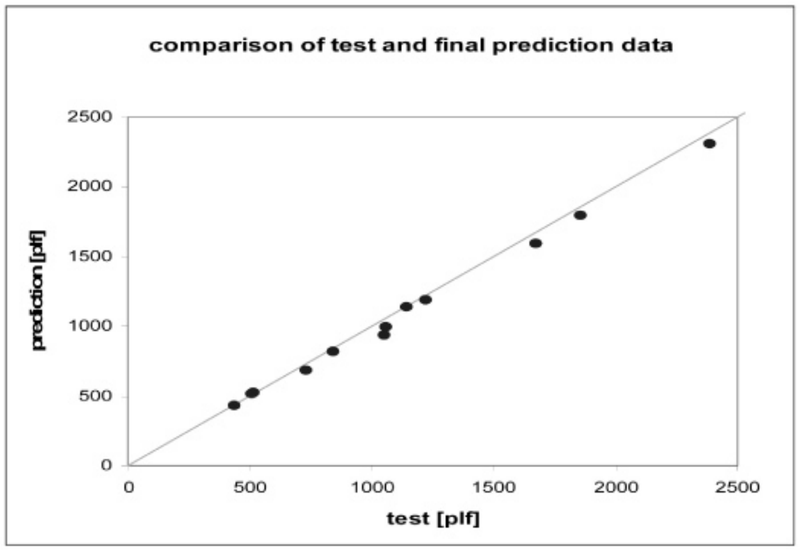


Figure 9. Comparison of predicted load data versus test data

The resulting design equation, based on comprehensive testing, AISI S213-07 (AISI-Lateral), APA-154 and utilizing statistical functions can be used to calculate the shear capacity shear wall configurations within the tested boundaries with the tested proprietary fastening system. This statistical model is an innovative method of calculating shear wall capacity. Based on the testing to date, it is also a conservative approach to analysis of full-scale shear wall test data, as no predictive load exceeds the test data. This data evaluation might provide a means for similar evaluations. The predicted data heavily depends on the test results for proprietary fasteners, therefore depending on the type of fastening system used, different results might be obtained.

CONCLUSION

Shear wall assemblies with cold-formed steel framing and wood structural panel sheathing are gaining more popularity due to ease of construction, economical advantage, speed and high lateral load capacity for resisting wind and seismic forces. The design of such shear walls can be made through AISI S213-07, which only lists a limited number of shear wall configurations or the published results from fastener manufacturers which are solely based on empirical results. Full-scale shear wall assembly testing provides a more accurate representation of the shear wall performance in an actual building than small element connection tests alone. However, the full-scale assembly tests also are also more expensive and time consuming. Since there is no industry wide accepted design guide for the design of shear walls an alternative model of semi-analytical design method has been developed based on testing of a significant number of full-scale shear wall assemblies and also testing the shear load performance of individual fasteners when used in connections of plywood to cold-formed steel members. Statistical methods have been used to understand the behavior of cold-formed steel framed shear wall assemblies and the shear strength of individual fasteners in the development of a semi-analytical design model for proprietary power-actuated fasteners. Additional adjustment factors were developed to ensure that calculated shear capacities did not exceed tested shear capacities. The results of the analysis shows a strong correlation between the predictive model based on single fastener testing, with results obtained from actual full-scale testing, supporting consideration of using predictive modeling in the design of shear wall assemblies.

Acknowledgement

The authors of this paper would like to acknowledge the support provided by William Gould, P.E. Technical Services Director of Hilti, and Andrew Liechti, P.E. Technical Services Engineer. A special thanks have been extended to Tim Foster, P.E. Manager of Specialized Testing for the outstanding support with the test programs.

REFERENCES

APA - Report 154 (1993), *Wood Structural Panel Shear Walls*, The Engineering Wood Association, 1993.

Branston, A.E., Boudreault, F.A., Chen, C.Y., Rogers, C.A. (2006), Light-gauge Steel-frame - Wood Structural Panel Shear Wall Design Method

AISI S213-07 American Iron and Steel Institute (2007), *North American Standard for Cold-Formed Steel Framing-Lateral Design*, 2007.

ICC Evaluation Services, Inc. (2008), *Acceptance Criteria for Power-Driven Pins for Shear Wall Assemblies with Cold-Formed Steel Framing and Wood Structural Panels AC230*, International Code Council, October 2008 (Effective November 1, 2008).

AISI S100-07 American Iron and Steel Institute (2007), *North American Cold-Formed Steel Specification*, 2007.

ICC Evaluation Services, Inc. Evaluation Report Number ER-4943P, Steel Stud Manufacturers Association, "*Bearing and Non-bearing Steel Studs, Joists and Tracks*", September 1, 2001

Nolan, D. (1998) *Pneumatically Driven Pins for Wood Based Panel Attachment*, Tech Note 501 (b), Light Gauge Steel Engineers Association

Beck, H., Reuter, M. (2005), *Reprint from Stahlbau-Kalender (Steel Construction Calendar), Powder-Actuated Fasteners in Steel Construction*, Ernst&Sohn A Wiley Company, Berlin, Germany

International Symposium "Steel Structures: Culture & Sustainability 2010"
21-23 September 2010, Istanbul, Turkey

A380 AIRCRAFT HANGAR WITH A CLEAR SPAN OF 96M AND THE NEW AMIRY TERMINAL IN KUWAIT AIRPORT

Tuncay KAYA[1], Hür ÖZYAR[2], Musa AKMAN[3]
[1]M.Sc. Civil Engineer, Uskon Space Frame Systems Construction Co. Inc., Turkey
[2]Civil Engineer, Uskon Space Frame Systems Construction Co. Inc., Turkey
[3]Civil Engineer, Uskon Space Frame Systems Construction Co. Inc., Turkey

ABSTRACT

This document describes design, production and assembly works of "The Space Frame of A380 Aircraft Hangar" having a clear span of 96m and "The New Amiry Terminal Building" in Kuwait International Airport. These two buildings were in the same contract and they were constructed in Kuwait.

Keywords: A380-Planes, Design, Hangar, Large-Span, Space Frame, Terminal-Building

INTRODUCTION

The Kuwait International Airport is located in Farwaniya, Kuwait. It can currently handle six million passengers per year after a massive renovation and expansion project. In 2007, a new aircraft hangar for Airbus A380 planes and a new terminal building for VIP passengers were planned to build. Starting date for Ahmediah Trading and Constructing Co, Main Contractor, was 15th of September 2007. Airbus A380 Aircraft Hangar and The New Amiry Terminal Building were built in the same contract. Both structures are made of prefabricated steel USKON space frame system and all materials of the space frame have been supplied from Turkey.

SPACE FRAME OF A380 HANGAR HAVING A CLEAR SPAN OF 96m

The outer dimensions of The A380 Aircraft Hangar are 86.50m x 177.00m. The Hangar is divided into two bays for different types of planes. The larger bay has a dimension of 96.00m x 86.50m and it has been designed for Airbus A380 plane which is one of the largest planes in the world. The second area adjacent to the larger one has a dimension of 81.00m x 86.50m. This part is designed to lodge smaller planes comparing to A380, like a B747 or equivalent. There are two large doors in front of the hangar. The clear spans of the bays along these doors are 96.00m and 81.00m, respectively. The height of the Hangar from ground level to the bottom chord of the space frame is 28.20 m. Grid size of the space frame is 5.053mx5.125m.

A slope of 2% was provided from front side towards the rear side of the hangar. Depending on this slope, construction height of the space frame is variable. Minimum height of the space frame in aggregate of two layers is 7.50m on the rear side and the max. height is 9.04m on the door's side.

There are 8163 no's of pipe members, 1823 no's of nodes and 65 no's of supports in the space frame system. The self weight of the space frame except the purlins is only 62.7 kg/m^2 despite such a clear span of 96m.

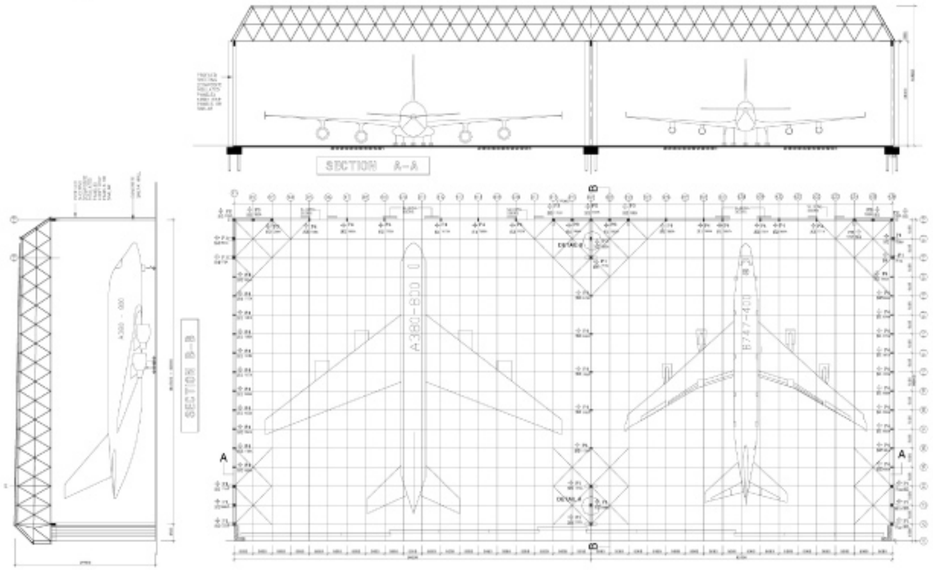


Figure 1. Plan View and Sections of The A380 Hangar

GENERAL INFORMATION ABOUT THE PARTICIPANTS OF THE PROJECT

Employer : Ministry of Public Works , Special Projects Administration
Contractor : Ahmadiah Contracting & Trading Company - Kuwait
Architectural Design Concept : Meinhardt UK Ltd. - England
Consultant / Supervisor : Ministry of Public Works
Structural Design Consultant : Farooqi Engineering Consultants - Kuwait
Designer and Supplier of Steel Roof Structure : Uskon Space Frames - Turkey
Supplier of Composite Roof Cladding System : Arabian Profiles-UAE & Kalzip Roofing Sys.-UAE
Supplier of Wall Cladding and Framing : Arabian Profiles - UAE
Supplier of Steel Sub-Structure : Khalid Kharafi - Kuwait
Supplier of Main Hangar Doors : Jewers and Sons - U.K.
Heavy Lift Contractor : VSL – Switzerland

DESIGN PROPERTIES OF THE PROJECT

Design calculations are as per Eurocode1 and Eurocode3 using Load and Resistance Factor Design Method. In all phases of structural design, the most unfavorable conditions have been taken into account including erection phases and open or closed door combinations. 212 numbers of loading combinations have been used in design calculations to satisfy the requirements of open or closed door conditions. The loading criteria in the project are as follows:

- Space Frame Self Weight = 62.7 kg/m^2
- Cladding + Purlins = 25.0 kg/m^2
- Service Load = 18.0 kg/m^2
- Live Load on Roof = 60.0 kg/m^2
- Wind Load = 168.0 kg/m^2 (V=80 m/h)

- Temperature Differences = $\Delta t = \pm 35°C$
- Seismic Loads = as per UBC'97 (Zone=I , Importance Factor=1.5 , R=4.5)

The Hangar is a steel structure as a whole but also there are 6 no's of reinforced concrete shear walls in the structure. There are 65 supports on the sub-structure. 26 of these supports are on reinforced concrete shear walls. Remaining 39 supports are on steel columns braced by steel elements along the perimeter. SAP2000 software has been used in structural design.

Some information about the space frame structure is as given below:

- Area of Space Frame = 15310 m^2
- Number of Members = 8163 no's
- Number of Nodes = 1823 no's
- Number of Supports = 65 no's
- Span of the Space Frame = 96.0 m.
- Minimum Diameter of Pipes : D = 88.9 mm , t = 3.0 mm (S235)
- Maximum Diameter of Pipes : D = 323.9 mm , t = 10.0 mm (S355)
- Minimum Bolt Diameter = M20 - 10.9
- Maximum Bolt Diameter = M72 - 10.9
- Minimum Node Diameter : D = ϕ 110 mm
- Maximum Node Diameter : D = ϕ 380 mm

ASSEMBLY WORKS OF THE SPACE FRAME AND LIFTING OPERATIONS

Assembly work is a part of the design of the structure. First, whole system except for a few nodes and members which prevent lifting of system has been assembled on the ground level including purlins and other required equipments on the system. There are 8 no's of openings in the space frame for Lifting Towers. 8 no's of temporary Lifting Towers were constructed passing through the space frame. These towers have been used to lift up the space frame onto its original position.

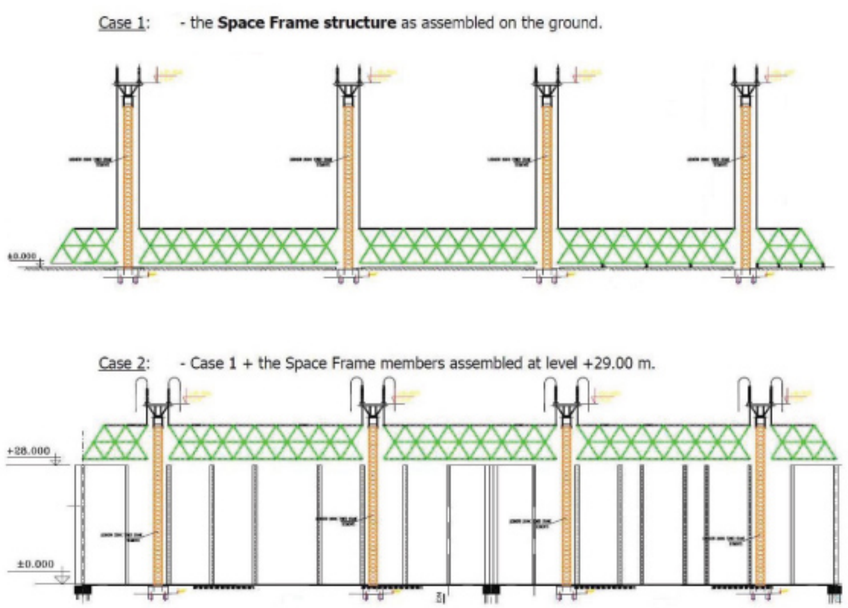


Figure 2. Sketch for assembly on the ground and then lifting by 1m above the level of supports

The lifting of the space frame was carried out by VSL, Switzerland. The roof is assembled at 40cm above of ground level on temporary soldier supports without camber and be lifted simultaneously using 16 no's of VSL strand lifting jacks on these 8 no's of temporary Lifting Towers. Elevation of the original supports is 28.00m. Total lifting height from ground to bottom chord member's level is approximately 29m. The VSL strand lifting jacks are installed on temporary lifting towers inside the roof frame (openings).

Lifting principle and sequence of the job were planned and coordinated by VSL and USKON. For lifting operations, reactions as per 16 no's of holding nodes and displacements of some critical nodes were calculated from computer model. They were measured on site and compared with the ones in the model results for a safe lifting. Wind and other meteorological conditions were defined for planned lifting days. The emergency conditions like displacements, reactions, wind velocities etc. have defined for unwanted cases. The lifting from ground level to the final level was divided into the following distinct operations:

- Stage A: Erection of temporary lifting structure (During roof assembly)
- Stage B: Erection and commissioning of strand lifting equipment
- Stage C: Lift-off operation and controls.
- Stage D: Main lifting operation to the final height.
- Stage E: Lifting the roof structure 1m above the final height.
- Stage F: Interruption for connection after completing of missing side space frame members and insertion of definitive columns.
- Stage G: Lowering of the whole roof to final level
- Stage H: Load-transfer from the lifting jacks to the definitive columns and connection.

For the lift-off, lifting and load transfer operations, forces (lifting pressures) and vertical displacements on these 8 jacking groups have been constantly monitored and compared with the theoretical values provided by the structural analysis.

Figure 3. Lifting connection elements

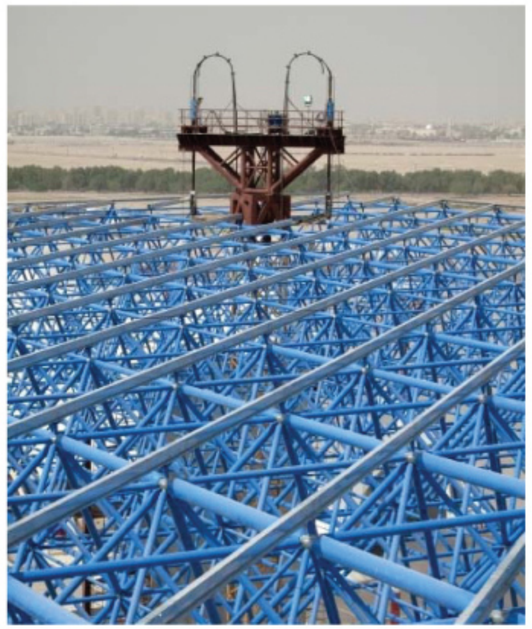


Figure 4. Lifted space frame with hydraulic jacks

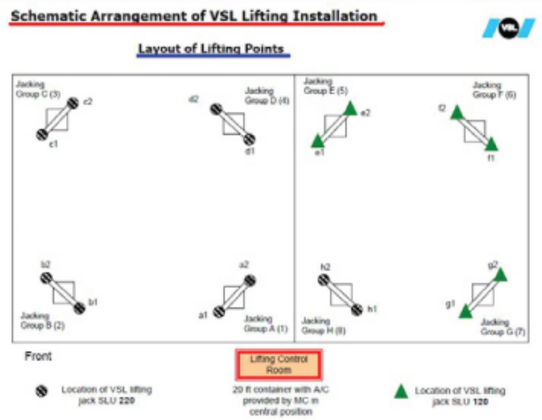


Figure 5. Layout of lifting connection points

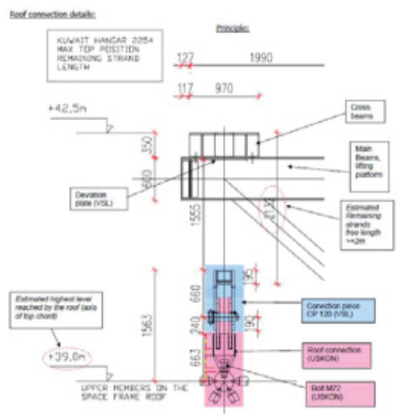


Figure 6. Connection detail of system

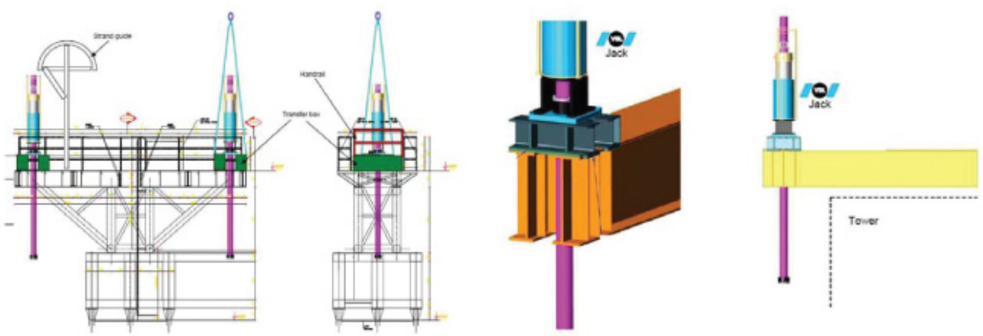


Figure 7. Detail of top platform with transfer beams and connection details of jacks

Figure 8. View of the airbus a380 hangar during installation after lifting process

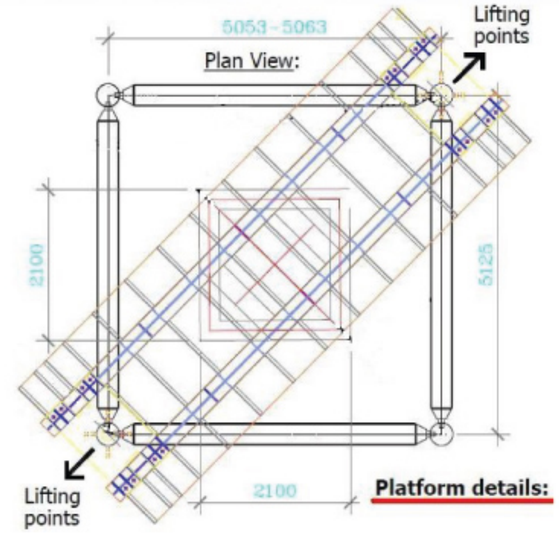


Figure 9. Plan view of platform and lifting points

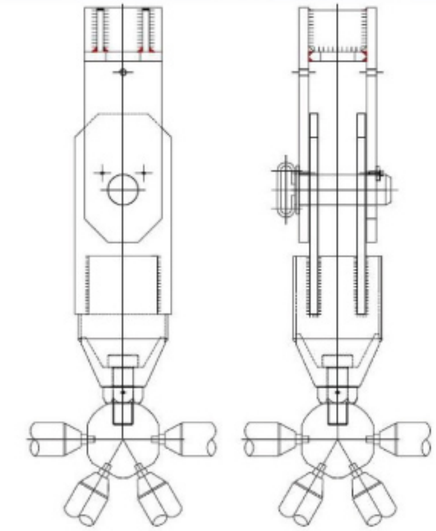


Figure 10. Detail of connection element

After lifting process was completed, steel sub-structure and columns were placed under suspended space frame system and some missing elements which prevent lifting process were added to system. Then, space frame was lowered onto the original permanent supports by VSL. A special purlin system was used on the space frame in diagonal direction to reduce the span of the cladding.

Figure 11. Inside view of the completed airbus a380 aircraft hangar and large doors

THE NEW AMIRY TERMINAL BUILDING

The Amiry Terminal (VVIP Terminal) will be exclusively used by the Emir of Kuwait and his guests as well as other countries representatives while visiting the country. The main contractor of the project, Ahmediah Trading and Constructing Co., insisted on having a new interesting design and this was required extra internal width and height and the latest state of technology but without losing the highest aesthetical concern. Construction works of The New Amiry Terminal Building are in the same contract with The A380 Hangar.

Figure 12. General view of the terminal

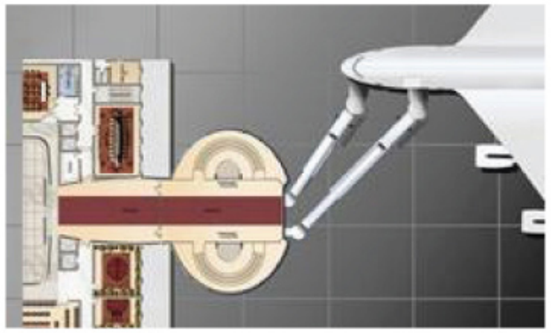


Figure 13. Taking passengers to the plane

GENERAL INFORMATION ABOUT THE PARTICIPANTS OF THE PROJECT

Employer : Minister of Public Works - Special Projects Administration
Contractor : Ahmadiah Contracting and Trading Company - Kuwait
Architectural Design Concept : Paul Andreu - France
Architectural Consultant : Associated Engineering Partnership - Kuwait
Structural Consultant : Farooqi Engineering Consultants - Kuwait
Designer, Supplier of Steel Structure : Uskon Space Frames - Turkey
Supplier of Composite Roof Cladding System : Arabian Profiles-UAE & Kalzip Roofing Sys-UAE
Supplier of Aluminium Cladding : Wuhan Lingyun Building Decoration Engineering Co. - China

The outer dimensions of the structure are 69m x 69m in plan. Distance from the highest point of the space frame to the lowest level is 35.523m. Modulation of the space structure varies depending on the complex geometry but, it is around 2.167m x 2.167m. There is a lateral space frame connection system on the top middle region to improve the structural behavior since this upper volume is not used for architectural purpose. Construction thickness between lower and upper layer of the space frame is 2.212 m. for this part.

DESIGN PROPERTIES OF THE PROJECT

Design calculations are as per Eurocode1 and Eurocode3 using Load and Resistance Factor Design Method. The loading criteria in the project are as follows:

- Space Frame Self Weight = 46.2 kg/m^2
- Cladding + Purlins = 41.0 kg/m^2
- Service Load = 25.0 kg/m^2
- Suspended Ceiling Load = 15.0 kg/m^2
- Live Load on Roof = 60.0 kg/m^2
- Wind Load = 168.0 kg/m^2 (V=80 mp/h)
- Temperature Differences = $\Delta t = \pm 22°C$ (for H<13m) ; $\Delta t = \pm 35°C$ (for H≥13m) ;
- Seismic Loads = as per UBC'97 (Zone=I , Importance Factor=1.5 , R=3.5)

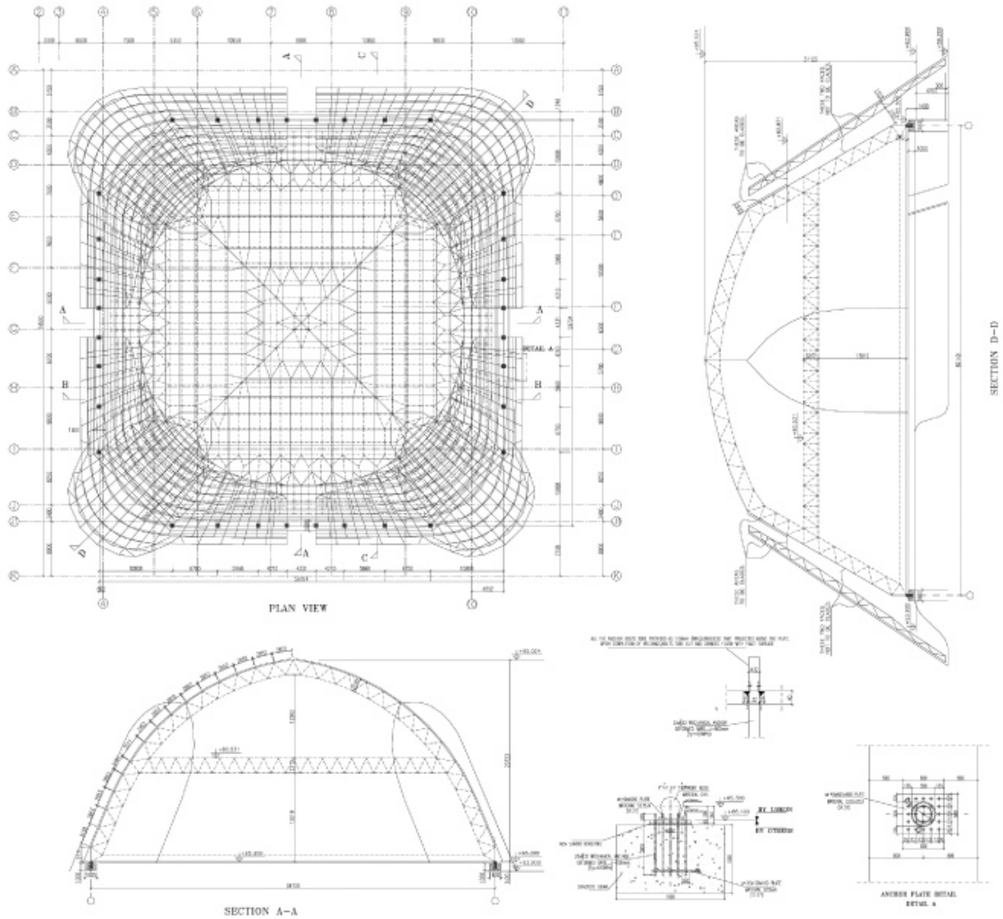


Figure 14. Plan view and sections of the Amiry Terminal Building (VVIP Terminal Building)

The space frame structure has been supported on the reinforced sub-structure using 32 no's of steel supports. Clear span of flat-sided and dome-shaped space frame structure is 59.70m. on both x and y directions. There are additional space frame layers in the structure integrated to the model. The system has been modelled together with these leaf shaped parts. SAP2000 software has been used in structural design calculations. Some information about the space frame structure are as given below.

- Area of Space Frame = 4368 m^2
- Number of Members = 15234 no's
- Number of Nodes = 3657 no's
- Number of Supports = 32 no's
- Span of the Space Frame = 59.7 m.
- Minimum Diameter of Pipes : D = 48.3 mm, t = 2.5 mm (S235)
- Maximum Diameter of Pipes : D = 219.1 mm, t = 8.0 mm (S235)
- Minimum Bolt Diameter = M12 - 10.9
- Maximum Bolt Diameter = M56 - 10.9
- Minimum Node Diameter : D = ϕ 75 mm
- Maximum Node Diameter : D = ϕ 280 mm

Figure 15. General view before cladding works

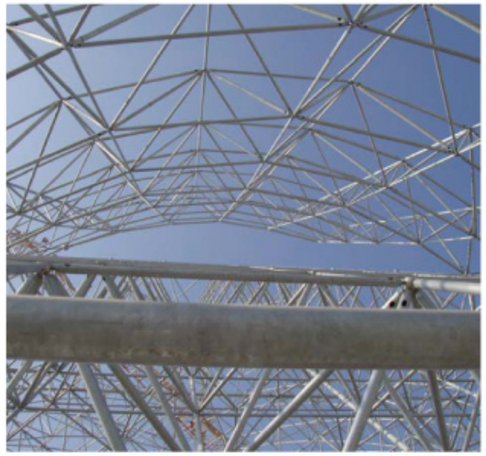


Figure 16. The main space frame structure

Figure17.General view after first layer of cladding

Figure18.General view after cladding works

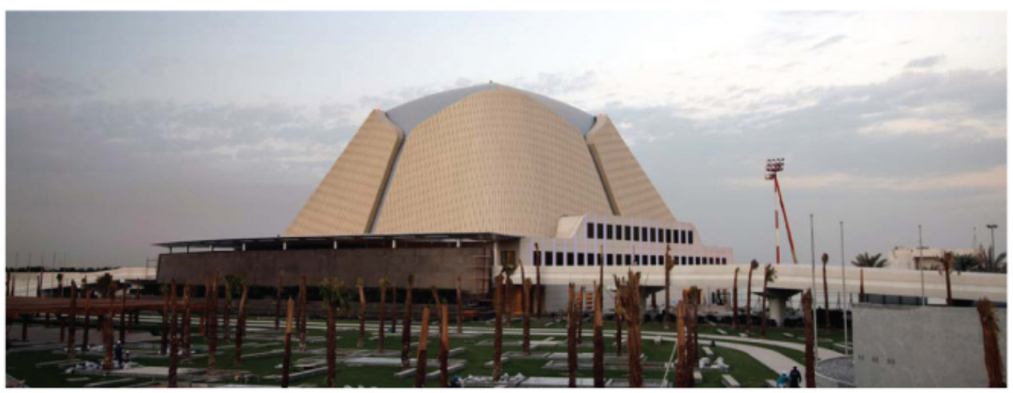


Figure 19. General outside view of the amiry terminal after completion of cladding works

ASSEMBLY WORKS OF THE SPACE FRAME AND PURLIN SYSTEM

Assembly Work is a part of the design of the structure. Erection of the space frame has been carried out on the site by using advantages of dome-shaped geometry. Depending on this property, installation process has been completed in a very short time. Another reason of completing assembly works in a short time was the advantage of the steel prefabricated space frame system.

A Secondary steel purlin system has been designed on the main space frame structure to cover structure by a special cladding system. Details of the purlins and cladding system were too complex especially for leaf parts and their connections to the main structure.

Figure 20. Inside view of the Amiry Terminal Building when completed

CONCLUSION

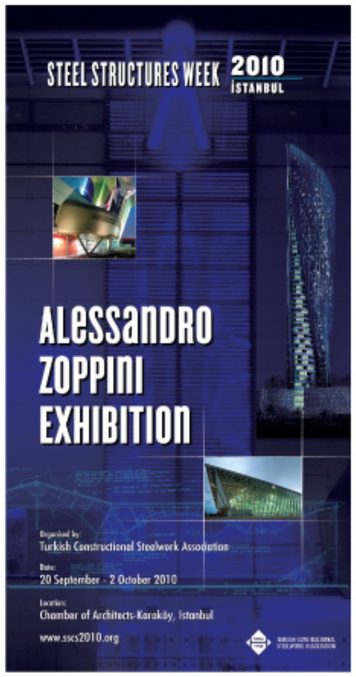
These two buildings were in the same contract and carried out by USKON Space Frame Company. These structures are made of prefabricated steel space frame system by using local materials supplied from Turkey. They had been completed at the beginning of the year of 2010.

Figure 21. General outside view of the space frames constructed in Kuwait International Airport

WORLD STEEL MEETS IN İSTANBUL, EUROPEAN CULTURE CAPITAL 2010 FOR "CULTURE AND SUSTAINABILITY"

After a long and feverish tempo of organizational process we are fast approaching the last few days towards the "Steel Structures Week 2010 İstanbul" Exhibition – Symposium - ECCS Bridge Competition - Constructional Steel Day - ECCS Meetings which will be held between the dates of 20 and 24 September, 2010 at Taksim The Marmara Otel.

Here are some notes on our travails:



The program of events can be found at www.sscs2010 . The latest information and news can be followed at the promtly updated web site.

The evening of 20 September 2010, at the Chamber of Architects, İstanbul, Karaköy Branch the coctail reception for the famous Italian architect Alessandro Zoppini Exhibition will take place.

Steel Structures Week 2010 İstanbul's other invited guest speaker Prof. Dr. Jean Baptiste Schleich will be in Turkey delivering his presentation on "Fire Engineering, Architecture and Sustainability"

International Symposium titled "Steel Structures: Culture & Sustainability 2010" papers have been deliberated by the Science Committee. At the sympoius which will be held on the 21-23 September 2010, over 70 national and international presentations will be made in parallel sessions.

The Book of Symposium Papers is ready for publication. It is a culmination of careful study in 10 sections comprising 73 reports from 22 countries.

Reservations at hotels are being made as participants apply to the Symposium web site. This gigantic organization's host Taksim The Marmara Hotel is getting ready.

The German "Steel Construction – Design and Research" quarterly has decided to publish a special issue for the International Symposium "Steel Structures: Culture & Sustainability 2010" which will be held on 21-23 September 2010.

Preparations for the Pleasure Boat are completed for the magnificent Bosphorous sailing the Symposium participants will be doing on the 21 September 2010 evening and there to do is only the praying for the weather to behave.

ECSS Steel Bridge Competition is concluded. German, Italian and Romanian projects are named for the three seperate categories of awards asssessed by the competition jurors. They will be receiving their awards on 22 September in İstanbul.

Ortaköy's magical venue Esma Sultan Yalısı, on the evening of 22 Septembebr 2010 will be welcoming the national and international representatives of the Constructional Steel Sector. The historical seaside venue is anticipating its guests for an evening full of surprises.

The program for the Eleventh Constructional Steel Day which will be held on 23 September 2010 has been decided. Details of splendid steel works done by firms operating in the constructional steel sector in Turkey will be shared with the attendants of the 11th Constructional Steel Day which will be crowned by the forum titled "Future Opportunities for Steel Structures in Turkey and Neighnouring Countries" where the panoramic view of the sector will be put on the agenda. The coctail reception at the end will be a continuum of the day sharing the valuable information and making it the contender for the busiest day of the week.

During the symposium The Marmara Hotel's Ball Room foyer at the Company Publicity Stands the sector firms, which have determined their corners, will be waiting for the participants.

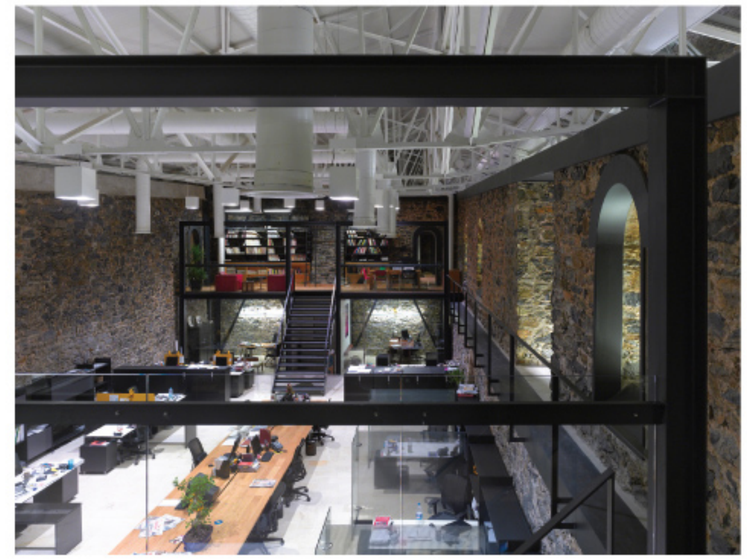
TUCSA Executive Board President Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI who has taken on the ECCS Presidency for the 2009-2010 Period, is deservedly proud with organizing the ECCS Meetings on 24 September 2010 in İstanbul. Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI will be handing over her ECCS office to the German President of Constructional Steel Association. The serious contributors to the Constructional Steel Week 2010, İstanbul have almost competed to be among the sponsors of the event as the sector companies.

ANNUAL TUCSA GM WAS HELD IN TAKSİM

TUCSA Ordinary General Meeting was held on Thursday, the 24 June, 2010 at 14:00-18:00 at The Marmara Hotel Opera Hall. TCSA members appointed the new executives with their votes and chose for the Executive Board Presidency once again Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI who has been at this post for the last decade. The 9 members of the executive board are: Yaşar MARULYALI, Selçuk ÖZDİL, Yener GÜR'EŞ, Prof. Dr. Cavidan YORGUN, Melih ŞİMŞEK, Daniş EKİM, Mustafa DORALP, and Selçuk İZ.

Hasan ÇALIŞLAR, Architect:
"By these regulations no dainty steel builds are possible"

The biggest problem for steel today as we architects use steel in construction, we prefer showing all the structure, many of us do, however, this presents also the heat bridge issues. For architects who prefer steel the main considerations are these difficult details. But it is also a project management issue. Task allocation must be defined perfectly. If the structure is to be bare then there is extra load compared to reinforced concrete. On the other hand there is the fire protection; if you want to show off the steel structure then comes the expensive job of using protective paint and this has to be solved by the paint manufacturers for the steel industry. When casing is not employed as a measure, this is the case. Fire consultants can sometimes be rather paranoid about this issue. Our fire regulations on steel is very problematic. In Turkey the statics guides and the fire guides also are quite paranoiacally prepared. We have to reconsider each one separately.



DDB Salt Depot
Design Team: İ. Kerem Erginoğlu, Hasan Çalışlar, Fatih Kariptaş, Emre Erenler, Elmon Pekmez, Türkan Yılmaz
Employer: DDB
Construction Date: 2008
Covered Area: 3000 m
Construction type: Steel

With four seperate galleries over 10 meters and thick stone walls Tuzambarı is a fortified space and here mezzanie floors are designed as needed, and working volumes are connected thus. Agency's various departments and service areas are divided into sections accordingly with these galleries. Regarding the existing empty-full relationships stone walls are saved and a second separate structure is designed with steel and glass.

In order to keep the original structure of the building all the stone wall joints were washed and then they have been enforced by solutions made as a result of chemical analysis. Any stones damaged or displaced have been restored. All the eloctro-mechanical installations were taken openly through the enforced roof girders.

The mechanical hardware was taken to the narrow yard in the back of the building over the roof by one of the largest cranes in Turkey. Spaces that have been put into steel frames can be clearly seen from the sectional view of the building. The steel roof that have been constructed by Tekel and the newly added steel frames are accentuated by being painted in different colors. The overall result appropriate for a creative work space, giving individual working areas for its personnel is a modern architectural solution with a conservationist approach.

SPANNING THE CHALLENGE OF THE NILE WITH STEEL
AL HALHAIA BRIDGE, KHARTOUM – SUDAN

Yapı Merkezi Cons. and Ind. Inc.
Ersin ARIOĞLU, MSc, CE, Dr.h.c.
Ömer GÜZEL, MSc, CE
Cem ÖZAYDIN, MSc, CE

1. BRIEF INFORMATION OF THE PROJECT

Project Owner: Khartoum State Ministry of Physical Planning and Public Utilities (MPPPU) – SUDAN
General Contractor: Yapı Merkezi Cons. and Ind. Inc.
Steel Fabrication Plant: Karçel Steel Fabrication Ind. and Trd. Inc.
Design Code: EUROCODE
Construction Period: 02.04.2008 ~ 28.02.2010
Structural Steel: 4,2x103t (165kg/m^2, 235 kg/m^2)

2. STRUCTURAL SYSTEM OF THE BRIDGE

The width of River Nile reaches 900m at Al Halfaia Bridge region, (see Figure 1). The navigation channel for the ship traffic is located at the eastern end of the bridge because of the river island at the middle of the river, (see Figure 2).

The structural system of the Al Halfaia Bridge consists of two structural types. Three semi-integral composite steel bridges (Bridges 1, 2 and 3) were arranged between the Axes 1~23 and a continuous composite steel bridge (Bridge 4) of three spans at the navigation channel was utilized between the Axes 23~26 (see Figure 2). Four consecutive partial bridges with lengths of: 238.6 +284.8 + 239.2 + 147.4 m were used to span the Nile in the Al Halfaia Bridge Project.

2.1. Bridge 1, 2 and 3 (Semi Integral Bridges Axes "1~23")
Superstructure

The superstructure consists of two identical double deck (see Figure 3), Deck A and B, each with a width of 13.50m (total width 27m).

The structural system between Axes 1~23 continuous composite beam along 7 spans (25m + 6x35.6m) for Bridge 1 and Bridge 3, and 8 spans (8x35.6m) for Bridge 2. The superstructure is integrated with the inner piers rigidly and forms an integral structural system.

The semi-integral structure permits a free movement and rotation of the superstructure only at the abutments or over the transition piers. According to this approach the expansion joints and bearings are placed only at the ends of each particular bridge, (see Table 1, Table 2).

The superstructure consists of 6 numbers of 140 cm steel – I – girders with a 60cm width of bottom flange, 40cm width of top flange with S355J2G3 steel quality and a reinforced concrete deck slab with a total thickness of 29 cm. The distance between the steel girders was chosen according to the use of trapezoidal steel sheets (h=70mm) with S350GD steel quality as formwork elements for the deck slab, and fixed at 2.24 m distance, (see Figure4).

The connection between the steel girders and the concrete capping beams of the piers (rigid connection) are realized by a head plate. The bending moments at supports of composite beams will convert into coupling forces by this connection and transfer the loads to reinforced concrete capping beam, (see Figure 5, Figure 6).

Regular Piers at Axes "2~7", "9~15" and "17~22"

The regular piers underneath each deck consist of a cantilevered capping beam, an elegant column and a pile cap with a concrete quality of C30/37. The pile caps are designed above the water level of the low water period with a thickness of 1.5m. Each pile cap consist of four bored piles (L=~20m), socketed 8 meters to the sandstone with a diameter of Ø1.20m which are used as the foundation, (see Figure7).

2.2. Bridge 4 (Continuous composite steel

girder, Axes "23~26")

Superstructure

For the structural system of the 147.4m long Bridge 4, it is preferred to use a continuous steel composite beam system with a 64 m main span of 3 spans (42m+64m+41.4m) between Axes 23~26, (see Figure 2). The cross section consists of two box girders with a 150cm width, and 180cm height mounted at a distance of 9.80 m and a reinforced concrete deck slab with C30/37 concrete quality and, with a total thickness of 29 cm, (see Figure 9).

The main box girders form haunches over the main piers at Axes 24 and 25 with a length of 12.00 m and the steel girder height increases from 1.80m to 3.60m, (see Figure 10).

Main Piers (Axes "24" and "25")

Main piers are located under each deck at main Axes 24 and 25 designed visually similar to the piers of the Bridges 1, 2 and 3. The 2.0m thick pile cap is resting on 19.5m long 12 numbers of bored piles with a diameter of Ø1.50 m and C25/30 concrete quality, (see Figure 10).

2.3. Fabrication and Erection of the Steel Girders

The whole steel elements were manufactured in steel mill Karçel A.Ş. in Turkey. The elements were shipped to Port Sudan. Then they were carried on trucks to Khartoum (approximately 1000 kilometers away). Due to the long transportation, the steel parts are limited to 12m length. The installations of steel beams were carried out using a mobile crane which was placed on a barge over the Nile, (see Figure 13, Figure 15).

3. CHALLENGES OF THE PROJECT

Al Halfaia Bridge is a blend of form and function, thereby combining the aesthetic principles with a practical, functional structure that serves Khartoum's ever growing infrastructure needs. Several challenges are handled during the design and construction stages;

Extreme Climate Conditions

Insufficiency of Construction Materials in Local Market

Difficulties in Transportation

Constrains of Floods in River Niles (The water level of the Nile rises by up to 6-8m)

Slow Bureaucracy

Insufficient Workmanship in Local Market

4. THE PROMINENT ADVANTAGES OF STEEL

The noticeable advantages of steel were the most important factor to overcome the challenges of the project, not just as a structural system main component's material;

Transportation of light steel elements (reduced transportation costs).

Fabrication of main bridge structural elements under quality control in Turkey (reduced the qualified workmanship need at project site).

Assembling the bridge elements with simple and clear procedures precisely (reduced construction errors with increased quality).

Allowing rapid construction (reduced time constrains).

The system easily satisfied the demands of aesthetic and sustainable design principles.

Reducing the superstructure mass, reducing the seismic forces as well as the dimensions of substructure elements accordingly (all means economy).

Reduction of the pile requirement (pile number, diameter, and length) influences the construction schedule positively, since the pile works are the most critical activities in construction schedule.

The Al Halfaia Bridge is mainly based on the use of advantages of the structural steel, hence the project budget could be reduced to very tight limits with a very limited construction schedule.

5. CONCLUDING REMARKS

In February 2010, the Al Halfaia Bridge was officially handed over to the Owner. The bridge was completed under exceptionally difficult conditions in 23 months. The precast formworks that allow the practical production of pile caps, use of trapezoidal steel sheet formworks hat provide a fast track slab construction, innovative design of steel superstructure, reduced the duration of the construction reasonably. It's notable that other concrete bridge constructions on the Nile are taking 4 to 5 years to complete (except El Mek Nimir Bridge).

In taking into consideration the benefits to Sudan economy, the integral type bridge has been chosen. Integral type bridges has been recognized and therefore used increasingly for the last 50 years all around the world. The advantage of choosing a semi-integral bridge is minimizing expansion joints and expensive bearings which need higher maintenance costs. In especially developing countries and also sometimes in developed countries construction of integral bridges is a great advantage since regular maintenance is difficult to implement.

Transportation of the light steel superstructure to Sudan and easy assembly of steel elements, were the key strategies to realize low budget and challenging project on schedule. Steel was the greatest advantage with which to overcome the local constraints. The result is an aesthetic bridge complementing the beauty of River Nile.

Yapı Merkezi believes that the Bridge of the Al Halfaia; emphasizes innovative construction methods in steel composite bridge by reducing construction cost and time. Also this project successfully satisfies EU standards (Eurocodes), highlights abilities of semi-integral steel composite bridges in terms of quality and robustness.

0212 393 58 58
Borusan Mannesmann Danışma Hattı

Daha az maliyetle daha yüksek dayanım için Borusan-Pro...

Konut ve sanayi tipi yapılarda ilk tercihiniz kapalı profiller olmalı. Avrupa'nın önde gelen çelik boru üreticilerinden biri olarak, Borusan-Pro çelik yapı profillerimizin size birçok yönden avantaj sağlayacağını gönül rahatlığıyla söyleyebiliriz:

- Deprem yönetmeliği, depreme karşı sünek yapı tasarımında St 52 veya daha yüksek kaliteli çelik kullanımını önermektedir. Bu nedenle sahip olduğu yüksek çelik kalitesi (St 52) sayesinde Borusan-Pro ürünleri, daha az malzeme ile daha fazla yük taşımaya olanak sağlarken aynı zamanda da depreme karşı daha güvenilirdir.
- Borusan-Pro ürünlerinin kullanıldığı yapılarda, malzeme miktarı ve işçilik maliyetleri düşük kaliteli profillerin tercih edildiği yapılara oranla daha düşüktür. Bu nedenle toplam maliyet dikkate aldığında Borusan-Pro daha hesaplıdır.
- Vernikli ya da boyalı olarak üretilebilen çelik yapı profillerimiz korozyona karşı dayanıklıdır.

BORUSAN MANNESMANN

E-Posta: bmb@borusan.com | www.borusanmannesmann.com

BORUSAN HOLDİNG KURULUŞUDUR

Sınırsız seçenek özgürlüğü!

200 bin tona varan stok hacmi ve olağanüstü ürün çeşitliliği ile Türkiye'nin en büyük demir-çelik satış ve servis merkezi AMD Rozak, müşteri değerine odaklanmış, hızlı, yenilikçi ve teknolojiyle birleşen hizmet anlayışıyla yapı sektöründen gemi sanayiine, makine imalatından, demir-çelik ürünlerine ihtiyaç duyulan her alanda hizmet vermektedir.

- **400 çeşit sıcak haddelenmiş Avrupa kesit profil**

  HEA - HEB - HL - HD - HEM - HP - IPE - W - SFB UPN - IPN
  Palplanş
  Kreyn Ray

- **10 ana grup ve 500'ü aşkın boyutta boru ve profil**

  Kutu profiller (kare, dikdörtgen, oval)
  Doğalgaz boruları
  Galvanizli borular
  Siyah düz uçlu borular
  Siyah dişli manşonlu borular
  Spiral kaynaklı borular
  Çelik çekme dikişsiz borular
  Kazan boruları
  Sanayi boruları
  Konstrüksiyon boruları

- **ve diğer yüzlerce çeşit ürün**

  Silme demir
  Lama
  Kare demir
  Köşebent
  İnşaat demiri (düz ve nervürlü)
  T demir

- **Yüzlerce Çeşit Yassı Mamul**

  Sıcak haddelenmiş saclar
  Soğuk haddelenmiş rulolar
  Özel imalat sacları (kazan, gemi, özel alaşımlı)
  Yapısal saclar
  Rulo saclar
  Galvanizli saclar
  DKP saclar
  HRP saclar

Tel : (+90 216) 538 54 00
Fax : (+90 216) 537 83 00
e-mail: info@rozakdemir.com